



# Evaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages-poids

Claudio Carvajal

## ► To cite this version:

Claudio Carvajal. Evaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages-poids. Génie civil. Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, 2009. Français. NNT : 2009CLF21938 . tel-01298893

**HAL Id: tel-01298893**

**<https://hal.science/tel-01298893>**

Submitted on 6 Apr 2016

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre : D.U 1938  
EDSPIC : 441

**UNIVERSITE BLAISE PASCAL – CLERMONT II**  
**ECOLE DOCTORALE**  
**SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND**

**THÈSE**

Présenté par

**Claudio Andrés CARVAJAL MONCADA**

Ingénieur P/U/C/V – Chili

pour obtenir le grade de :

**DOCTEUR D'UNIVERSITÉ**

**SPÉCIALITÉ : GENIE CIVIL**

**ÉVALUATION PROBABILISTE DE LA  
SÉCURITÉ STRUCTURALE DES BARRAGES-POIDS**

Soutenue publiquement le 29 juin 2009 devant le jury composé de :

MM	Pr	Pierre LÉGER	Ecole Polytechnique de Montréal	Rapporteur
	HDR	Franck SCHOEFS	Université de Nantes	Rapporteur
	Pr	Daniel BOISSIER	Université Blaise Pascal	Directeur/Examineur
	Dr	Laurent PEYRAS	Cemagref	Examineur
	MCF	Claude BACCONNET	Université Blaise Pascal	Examineur
	Ing	Jean-Pierre BÉCUE	Safege Ingénieurs Conseils	Invité
	Pr	Alaa CHATEAUNEUF	Université Blaise Pascal	Président du jury



---

## Remerciements

Je remercie le laboratoire génie civil de l'université Blaise Pascal, le Cemagref et le bureau d'études Safege pour m'avoir confié ce travail de recherche et développement, pour m'avoir accueilli pendant ces trois années et pour m'avoir permis de réaliser ce travail dans les meilleures conditions.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à la qualité du comité de pilotage de thèse. A ce titre, je remercie en particulier :

- mon directeur de thèse, Monsieur Daniel BOISSIER, Professeur à l'université Blaise Pascal, pour sa confiance, sa rigueur scientifique, ses conseils, pour tout le temps qu'il m'a consacré et pour la qualité de son encadrement ;
- Monsieur Claude BACCONNET, Maître de conférences à l'université Blaise Pascal, pour sa grande disponibilité, son sens pédagogique et ses qualités humaines ;
- Monsieur Laurent PEYRAS, Docteur en génie civil au Cemagref, pour son implication dans ce travail de thèse, son enthousiasme et pour la précieuse aide qu'il m'a donné en termes de rédaction, notamment pour la préparation de publications ;
- Monsieur Jean-Pierre BECUE, Directeur Délégué Adjoint de la Délégation Grands Projets et Dom à Safege, pour ses compétences et son esprit généreux de partager ses connaissances et sa vaste expérience professionnelle ;
- Madame Caroline VARON, Adjointe au Directeur de l'unité « Réseaux secs et ouvrages spéciaux » à Safege, pour ses conseils pratiques et sa disponibilité, même pendant la période où elle était enceinte.

D'une manière générale, je remercie l'ensemble du comité de pilotage de thèse pour le suivi régulier de ce travail de recherche, pour les discussions enrichissantes lors de réunions de pilotage et pour l'encouragement que j'ai reçu pour réaliser des publications et participer à des nombreux congrès.

J'exprime ma sincère reconnaissance à :

- Monsieur Pierre LEGER, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Montréal (Canada),
- Monsieur Franck SCHOEFS, HDR à l'université de Nantes,
- Monsieur Alaa CHATEAUNEUF, Professeur à l'université Blaise Pascal,

pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de participer au jury et d'être les rapporteurs ou examinateurs ce travail de thèse. Je les remercie vivement de l'intérêt porté à mon travail et du temps qu'ils ont consacré à l'examiner.

Je tiens à remercier la Commission Nationale de la Recherche en Sciences et Technologie du Chili (CONICYT) pour la bourse attribuée dans le cadre d'une collaboration franco-chilienne à travers l'ambassade de France au Chili : « Programa de becas Master 2 Investigación y Doctorado ».

---

Je remercie à toutes les personnes que j'ai côtoyées à l'université, au Cemagref et à Safege (professeurs, maîtres de conférences, ingénieurs, techniciens, thésards, stagiaires, secrétaires, assistantes, documentalistes...), pour la bonne ambiance qu'ils ont apportée et qui a contribué très favorablement au bon déroulement de ce travail.

Un grand merci à mes amis les plus proches pour toute l'aide et les encouragements que j'ai reçu pendant cette période de formation doctorale.

Je remercie spécialement Paula, ma fiancée en début de thèse et mon épouse aujourd'hui, pour venir en France et m'accompagner pendant cette période, pour son soutien et sa patience lors de mes longues journées de travail et les week-ends que j'ai consacré au travail de thèse.

Ma dernière pensée s'adresse à ma sœur, mes parents et ma grand-mère, qui m'ont accompagné inconditionnellement tout au long de ma formation personnelle et académique.

---

## Résumé

Les barrages sont des ouvrages de génie civil induisant des risques technologiques importants. La réglementation en France relative à la sûreté des ouvrages hydrauliques a récemment évolué (décret du 11 décembre 2007) et prévoit dorénavant pour les grands ouvrages la réalisation d'études de dangers dans lesquelles les démarches probabilistes d'évaluation de la sécurité prennent une place importante.

Les méthodes de fiabilité des structures ont fait l'objet d'un développement important au cours de ces dernières années. En revanche, la richesse de ces méthodes est fortement conditionnée par la pertinence de la représentation probabiliste des données d'entrée, correspondant aux propriétés des matériaux et aux actions. Dans le domaine de barrages, l'évaluation probabiliste de ces données d'entrée est particulièrement délicate en raison de la faible quantité d'essais expérimentaux disponibles sur les paramètres de résistance des matériaux et de la faible quantité d'événements observés relatifs aux actions extérieures telles que les crues ou les séismes.

L'objectif de la thèse est d'aborder l'évaluation de la sécurité structurale d'un barrage par une approche d'analyse de fiabilité. Notre travail est focalisé sur la catégorie des barrages-poids et propose des méthodes probabilistes pour la modélisation des propriétés des matériaux et des actions.

Pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux, notre travail se focalise sur le corps des barrages-poids en béton, notamment les barrages en béton compacté au rouleau BCR, en s'appuyant sur l'ensemble de l'information disponible. Les méthodes développées mettent en œuvre : l'analyse des dispersions des propriétés des matériaux aux différentes échelles spatiales, une démarche de fusion des informations disponibles et l'utilisation des relations physiques entre les résistances du béton des barrages.

Concernant la modélisation probabiliste des sollicitations, nous focalisons notre recherche sur les actions hydrauliques, qui constituent les principales actions agissant sur les barrages. Les méthodes développées présentent deux principaux aspects innovants par rapport à une démarche d'ingénierie classique : la prise en compte de divers scénarios de crues et la prise en compte de la variabilité de la cote de la retenue avant l'occurrence d'un événement hydrologique.

La modélisation probabiliste de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant, couplé avec l'ouverture de fissures est basée sur des méthodes classiques d'analyse de fiabilité, telles que les méthodes d'approximation FORM/SORM et les méthodes de simulation de Monte Carlo.

L'application des méthodes développées est réalisée sur plusieurs cas de barrages en service. En terme de valorisation, nous proposons des recommandations et des outils opérationnels permettant la mise en œuvre des méthodes développées.

### - Mots clés -

Barrage-poids, sécurité structurale, fiabilité, probabilité, propriété des matériaux, résistance, sollicitation

---

## Abstract

Dams are hydraulic structures of civil engineering inducing important technological risks. The regulation in France relating to the safety of the hydraulic structures is recently evolved (decree of December 11, 2007) and henceforth envisages for the large dams the realization of studies of dangers in which the probabilistic methods of evaluation of structural safety take an important place.

Structural reliability methods have acquired a significant development during these last years. However, the richness of these methods is strongly conditioned by the relevance of the probabilistic assessment of the input data, corresponding to the properties of materials and the actions. In the field of dams, the probabilistic assessment of these input data is particularly delicate because of the small quantity of experimental tests available on the strength parameters of materials and the small quantity of events observed relating to the external actions such as floods or earthquakes.

The aim of the thesis is to develop methods for the evaluation of the structural safety of a dam by an approach of reliability analysis. Our work is focused on the category of the gravity dams and proposes probabilistic methods for modeling of the properties of materials and the actions.

For the probabilistic modeling of the properties of materials, our work is focused on the body of the concrete gravity dams, in particular the Rolled Compacted Concrete (RCC) dams, while being based on the whole of information available. The developed methods include: an analysis of dispersions of the properties of materials on various spatial scales, a method of fusion of information available and the use of the physical relations between strengths of concrete for dams.

Concerning the probabilistic modeling of the actions, we focus our research on the hydraulic actions, which constitutes the principal loads acting on the dams. The developed methods present two principal aspects innovating compared to a traditional method: the taking into account of various scenarios of flood and the taking into account of the variability of the reservoir waterlevel before the occurrence of a hydrological event.

The probabilistic modeling of shearing coupled with cracking limit-state is based on traditional methods of reliability analysis, such as the approximation methods FORM/SORM and the Monte Carlo simulation methods.

The application of the developed methods is carried out on several cases of existing dams. In terms of valorization, we propose recommendations and operational tools allowing the implementation of the developed methods.

### - Keywords -

Gravity-dams, structural safety, reliability, probability, properties of materials, strengths, hydraulic actions

---

## Resumen

Las represas son obras de ingeniería civil que inducen importantes riesgos tecnológicos. La reglamentación en Francia relativa a la seguridad de las obras hidráulicas ha recientemente evolucionado (decreto del 11 de diciembre de 2007) y prevee desde ahora la realización de estudios de peligro para las obras de gran envergadura, dentro de los cuales los métodos probabilistas de evaluación de la seguridad estructural ocupan un lugar importante.

Los métodos de confiabilidad de estructuras han alcanzado un importante nivel de desarrollo durante estos últimos años. Sin embargo, la riqueza aportada por estos métodos resulta fuertemente condicionada por la pertinencia de la representación probabilista de los datos de entrada, correspondientes a las propiedades de los materiales y a las acciones. En el ámbito de las represas, la evaluación probabilista de estos datos de entrada es particularmente delicada debido a la pequeña cantidad de ensayos experimentales disponibles sobre los parámetros de resistencia de los materiales y de la pequeña cantidad de eventos observados respecto a las acciones externas tales como las crecidas o los sismos.

El objetivo de la tesis es de abordar la evaluación de la seguridad estructural de una represa mediante un análisis de confiabilidad. El presente trabajo se centra en la categoría de represas de gravedad y propone métodos probabilistas para la modelización de las propiedades de los materiales y de las acciones.

Respecto a la modelización probabilista de las propiedades de los materiales, el presente trabajo se concentra en el cuerpo de las represas de gravedad de hormigón, en particular, de las represas de Hormigón Compactado con Rodillo HCR, apoyándose sobre el conjunto de la información disponible. Los métodos desarrollados comprenden: un análisis de la dispersión de las propiedades de los materiales según diferentes escalas espaciales, el empleo de un método de fusión de los datos disponibles y el uso de relaciones físicas entre las propiedades de resistencia del hormigón de represas.

En lo que concierne la modelización probabilista de las solicitaciones, la presente investigación se enfoca en las acciones hidráulicas, las cuales constituyen las principales acciones presentes en las represas. Los métodos desarrollados presentan dos principales aspectos innovantes respecto a una práctica tradicional en ingeniería: la consideración de diversos escenarios de crecidas y la consideración de la variabilidad del nivel del embalse al momento de inicio de un evento hidrológico.

La modelización probabilista del estado-límite de resistencia al esfuerzo de corte, en combinación con la apertura de fisuras, se basa sobre métodos clásicos de análisis de confiabilidad, tales como los métodos de aproximación FORM/SORM y los métodos de simulación de Monte Carlo.

Los métodos desarrollados han sido aplicados a varios casos de represas en servicio. En términos de valorización, el presente trabajo propone recomendaciones y herramientas operacionales que permiten la puesta en obra de los métodos desarrollados.

### **- Palabras clave -**

Represa de gravedad, seguridad estructural, confiabilidad, probabilidad, propiedades de los materiales, resistencias, solicitaciones



## Sommaire

<b>Remerciements</b>	<b>i</b>
<b>Résumé</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract</b>	<b>iv</b>
<b>Resumen</b>	<b>v</b>
<b>Sommaire</b>	<b>vi</b>
<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>Partie 1 Barrages-poids et Fiabilité des structures</b>	<b>5</b>
<b>1 Les barrages : les parcs, les risques et la prise en compte de la sécurité</b>	<b>5</b>
<b>1.1 Les parcs de barrages</b>	<b>5</b>
<b>1.2 Les risques induits par les barrages</b>	<b>6</b>
1.2.1 Le risque des barrages sur les enjeux en aval	6
1.2.2 Les conséquences des accidents de barrages	7
1.2.3 Les fréquences de rupture	7
<b>1.3 Les risques spécifiques liés aux barrages-poids</b>	<b>7</b>
<b>1.4 Réglementation actuelle en France</b>	<b>9</b>
<b>1.5 Synthèse</b>	<b>10</b>
<b>2 Technologie des barrages-poids</b>	<b>11</b>
<b>2.1 Les différents types de barrages-poids</b>	<b>11</b>
<b>2.2 Les fondations rocheuses d'un barrage-poids</b>	<b>12</b>
2.2.1 Connaissance géologique et géotechnique de la fondation	12
2.2.2 Traitements de la fondation	14
<b>2.3 La technologie des barrages-poids en maçonnerie</b>	<b>16</b>
<b>2.4 La technologie des barrages-poids en BCV</b>	<b>17</b>
<b>2.5 La technologie des barrages-poids en BCR</b>	<b>18</b>
2.5.1 Les enjeux des barrages-poids en BCR	18
2.5.2 Conception d'un barrage-poids en BCR : étude du matériau	19
2.5.3 Construction d'un barrage-poids en BCR	22
2.5.4 Exploitation et auscultation d'un barrage en service	26
2.5.5 Synthèse : les sources de variabilité, les échelles spatiales de variabilité et les données disponibles	27
<b>3 La justification des barrages-poids</b>	<b>29</b>
<b>3.1 Format de la prise en compte de la sécurité dans les pratiques</b>	<b>29</b>
3.1.1 La particularité de la justification des barrages dans le génie civil	29

3.1.2	Les pratiques déterministes en France et à l'international	30
3.1.3	Des recommandations récentes semi-probabilistes aux états-limites	30
<b>3.2</b>	<b>Evaluation des actions</b>	<b>31</b>
3.2.1	L'action du poids propre	32
3.2.2	Poussée hydrostatique amont	32
3.2.3	L'action des sous-pressions.	41
<b>3.3</b>	<b>Evaluation des résistances des matériaux</b>	<b>43</b>
3.3.1	Evaluation des résistances de la fondation	43
3.3.2	Evaluation des résistances du contact barrage-fondation	45
3.3.3	Evaluation des résistances dans le corps du barrage	46
<b>3.4</b>	<b>Evaluation des états-limites</b>	<b>50</b>
3.4.1	Principes	50
3.4.2	Etat-limite d'ouverture des fissures	51
3.4.3	Etat-limite de résistance à l'effort tranchant	51
3.4.4	Etat-limite de résistance à la compression	53
3.4.5	Autres méthodes de calculs : calculs en déformation	53
<b>3.5</b>	<b>Quelques incursions d'approches probabilistes pour la sécurité structurale des barrages-poids</b>	<b>54</b>
<b>4</b>	<b>Méthodes d'analyse de fiabilité des structures</b>	<b>56</b>
<b>4.1</b>	<b>Contexte d'application des méthodes fiabilistes</b>	<b>56</b>
4.1.1	Objet et intérêt des méthodes fiabilistes	56
4.1.2	Hypothèses et position du problème	57
<b>4.2</b>	<b>Transformation isoprobabiliste</b>	<b>59</b>
4.2.1	Cas de variables indépendantes	61
4.2.2	Transformation de Rosenblatt	62
4.2.3	Transformation de Nataf	65
<b>4.3</b>	<b>Méthodes d'approximation et mesures de sensibilité</b>	<b>68</b>
4.3.1	Méthode FORM	68
4.3.2	Méthode SORM	72
4.3.3	Analyse de sensibilité	74
<b>4.4</b>	<b>Méthodes de simulation</b>	<b>77</b>
4.4.1	Génération de nombres pseudo-aléatoires	77
4.4.2	Simulation de Monte-Carlo classique	79
4.4.3	Simulations de Monte Carlo conditionnées	80
<b>5</b>	<b>Proposition de thèse</b>	<b>83</b>
<b>Partie 2 Modélisations probabilistes des propriétés des matériaux et des sollicitations</b>		<b>87</b>
<b>6</b>	<b>Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en béton</b>	<b>87</b>
<b>6.1</b>	<b>Contexte de la modélisation probabiliste des matériaux des barrages-poids en béton</b>	<b>87</b>
6.1.1	Les données disponibles	87
6.1.2	Les corrélations statistiques entre les propriétés du béton	88
6.1.3	La variabilité temporelle	90

6.1.4	La variabilité spatiale	90
6.1.5	Synthèse	95
<b>6.2</b>	<b>Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrages-poids en BCR</b>	<b>96</b>
6.2.1	Echelles d'analyse de la variabilité des propriétés des matériaux	96
6.2.2	Démarche générale proposée	97
6.2.3	Analyse statistique de la densité mesurée lors du contrôle de compactage	99
6.2.4	Modélisation de la résistance à la compression par analyse des dispersions des densités du béton frais	102
6.2.5	Modélisation des résistances à la traction par méthode d'unification	104
6.2.6	Modélisation de la résistance au cisaillement par relation physique	106
6.2.7	Synthèse sur la modélisation probabiliste des propriétés du BCR	108
<b>6.3</b>	<b>Généralisation à la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en BCV</b>	<b>109</b>
6.3.1	Echelles d'analyse de la variabilité et données disponibles	109
6.3.2	Démarche générale pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en BCV	110
<b>6.4</b>	<b>Synthèse</b>	<b>112</b>
<b>7</b>	<b>Modélisation probabiliste des actions hydrauliques</b>	<b>113</b>
<b>7.1</b>	<b>Modélisation d'événements hydrologiques à partir des méthodes classiques de l'hydrologie</b>	<b>114</b>
7.1.1	Tirage aléatoire parmi plusieurs hydrogrammes de crue	114
7.1.2	Génération d'hydrogrammes à partir de l'hydrogramme de projet et d'une variable hydrologique aléatoire	116
<b>7.2</b>	<b>Modélisation d'événements hydrologiques à partir d'une méthode de simulation stochastiques de crues</b>	<b>119</b>
<b>7.3</b>	<b>Modélisation de la variabilité des cotes initiales au moment de l'occurrence de la crue</b>	<b>121</b>
7.3.1	Construction d'une série chronologique	121
7.3.2	Analyse statistique	122
7.3.3	Tirage aléatoire de la cote de remplissage	122
<b>7.4</b>	<b>Modélisation de l'action hydrostatique</b>	<b>124</b>
<b>7.5</b>	<b>Synthèse</b>	<b>125</b>
<b>Partie 3</b>	<b>Applications et valorisation</b>	<b>127</b>
<b>8</b>	<b>Applications à des études de cas</b>	<b>127</b>
<b>8.1</b>	<b>Etude de cas pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage</b>	<b>127</b>
8.1.1	Description du barrage	127
8.1.2	Modélisation probabiliste des propriétés du BCR du corps du barrage	128
8.1.3	Synthèse	136
<b>8.2</b>	<b>Etudes de cas pour la modélisation probabiliste de l'action hydrostatique</b>	<b>137</b>
8.2.1	Caractéristiques des barrages étudiés et analyses réalisées	137
8.2.2	Résultats pour le barrage 1	138
8.2.3	Résultats pour le barrage 2	144

8.2.4	Résultats pour le barrage 3	147
8.2.5	Synthèse des résultats des méthodes de modélisation probabiliste du niveau de la retenue en période de crue	150
<b>8.3</b>	<b>Etudes de cas pour l'analyse de fiabilité de barrages-poids</b>	<b>152</b>
8.3.1	Analyse de fiabilité d'un barrage-poids en BCR : étude cas n°1	152
8.3.2	Analyse de fiabilité d'un barrage-poids en BCR : étude cas n°2	159
8.3.3	Synthèse sur l'analyse de fiabilité appliquée à des barrages-poids	169
<b>8.4</b>	<b>Synthèse générale des applications</b>	<b>169</b>
8.4.1	Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux	169
8.4.2	Modélisation probabiliste de l'action hydrostatique	170
8.4.3	Modélisation probabiliste de la performance	170
<b>9</b>	<b>Valorisation</b>	<b>171</b>
<b>9.1</b>	<b>Proposition de recommandations</b>	<b>171</b>
<b>9.2</b>	<b>Développement de modules informatiques</b>	<b>173</b>
9.2.1	Module d'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique	173
9.2.2	Module d'évaluation probabiliste des états-limites	174
<b>9.3</b>	<b>Synthèse</b>	<b>174</b>
<b>Conclusion</b>		<b>175</b>
<b>Bibliographie</b>		<b>178</b>
<b>Liste des tableaux</b>		<b>186</b>
<b>Liste des figures</b>		<b>187</b>
<b>Liste des annexes</b>		<b>191</b>

## **Annexes**

**Annexe A : Notations**

**Annexe B : Espace de probabilité, variable aléatoire et vecteur aléatoire**

**Annexe C : Modules informatiques développés**



## Introduction

Les barrages sont des ouvrages pouvant induire un impact potentiellement important sur la société et sur l'environnement. En effet, un barrage génère de profondes modifications des écosystèmes, peut produire un déplacement de la population placée en amont et représente un risque imposé à la population placée à l'aval [Le Delliou 2003a].

Le concept de risque, affecté d'un grand nombre d'acceptions, est stabilisé dans le domaine industriel : le risque est une mesure d'un danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable et une mesure de ses effets ou conséquences [Villemeur 1988]. La rupture d'un barrage constitue un risque majeur qui présente plusieurs spécificités :

- la faible probabilité d'occurrence de rupture, en particulier dans les ouvrages récents qui bénéficient d'une technologie plus avancée ;
- l'ampleur des conséquences potentiellement catastrophiques en termes environnemental, économique et de vies humaines ;
- la perception par la société du risque imposé, qui conduit les populations à demander une grande transparence dans son affichage.

Dans ce contexte, la réglementation en France relative à la sûreté des ouvrages hydrauliques a récemment évolué (décret du 11 décembre 2007), avec l'obligation faite pour les propriétaires des grands ouvrages de produire des études de dangers, des revues périodiques de sûreté, requérant d'évaluer régulièrement les barrages par des démarches d'analyse de risques et d'introduire autant que possible des démarches probabilistes.

Or, dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages particuliers et sont restés à l'écart des règlements appliqués au bâtiment et aux ouvrages d'art. A ce titre, les Eurocodes qui visent à harmoniser progressivement le marché européen de la construction, n'ont pas vocation à être utilisés directement pour les ouvrages spéciaux tels que les barrages. De fait, la sécurité structurale des barrages est traditionnellement évaluée de façon déterministe, selon le principe de la contrainte admissible [Peyras *et al.* 2006]. Ce constat est généralisé aux principaux standards français et internationaux, tels que [CFGB 2002], [USBR 1987] ou [USACE 1995].

La prise en compte de la sécurité des barrages a récemment évolué en 2006 avec la publication par le Comité Français des Barrages et des Réservoirs (CFBR) des recommandations françaises pour la justification des barrages-poids, proposant une démarche semi-probabiliste aux états-limites [CFBR 2006]. Dans ces recommandations, la sécurité est prise en compte au moyen de coefficients partiels qui intègrent à la source les incertitudes pesant sur les différents paramètres de résistances, de sollicitations et d'états-limites intervenant dans les justifications [CFBR 2006]. Par ailleurs, un travail analogue est en cours de développement sur les ouvrages hydrauliques en remblai.

Dans d'autres domaines du génie civil à forts risques technologiques tels que le nucléaire ou l'offshore [Crémona 2003], la sécurité structurale des ouvrages est évaluée de façon probabiliste à partir de méthodes d'analyse de fiabilité structurale. Le principe général consiste à :

- définir un modèle de performance pour représenter la sécurité de la structure étudiée, auquel on associe un critère de défaillance ;
- identifier les paramètres d'entrée du modèle considérés comme incertains (tels que les actions externes et les résistances des matériaux) et les représenter par des variables ou des champs aléatoires ;
- évaluer l'aléa de la réponse ou les paramètres de sortie du modèle vis-à-vis du critère de défaillance considéré.

Les méthodes d'analyse de fiabilité ont fait l'objet d'un fort développement au cours de ces dernières années et ont connu de nombreuses applications industrielles réussies [Sudret 2007].

**Il apparaît donc être un enjeu important, pour l'ensemble de la profession des ouvrages hydrauliques mais aussi au niveau sociétal, de développer des méthodes probabilistes pour évaluer la sécurité structurale des barrages.**

Parmi les barrages, la catégorie des barrages-poids apparaît particulièrement intéressante pour un tel investissement scientifique car on dispose de recommandations récentes harmonisant les pratiques et de modèles physiques pour les états-limites. Cette catégorie constitue en outre une part importante d'un parc français de barrages, avec de forts enjeux de sécurité. Une analyse de fiabilité permettrait d'envisager la prise en compte des incertitudes de façon probabiliste pour les propriétés des matériaux et les sollicitations, mais aussi l'évaluation probabiliste de la sécurité structurale.

Les verrous et les enjeux de la mise en œuvre des méthodes fiabilistes ont trois principales dimensions :

(i) La modélisation probabiliste des propriétés des matériaux : les propriétés des matériaux qui conditionnent le dimensionnement d'un barrage-poids (résistance à la traction et au cisaillement du plan potentiel de défaillance) font l'objet d'une quantité très faible (voire inexistante) d'essais expérimentaux.

(ii) La modélisation probabiliste des actions : la révision des barrages-poids existants provient principalement des résultats des nouvelles études hydrologiques (plus robustes et approfondies). Ces études portent sur la détermination d'une crue de projet, mais ne considèrent en général pas la variabilité des événements hydrologiques ni celle du niveau de la retenue.

(iii) la modélisation probabiliste des états-limites : le problème est simplifié du fait que l'on dispose de modèles physiques d'états-limites [CFBR 2006]. Une des difficultés identifiées correspond à l'interaction entre les états-limites, notamment entre la fissuration et le défaut de résistance au cisaillement.

Différents travaux à l'international ont été conduits sur les barrages-poids dans cette direction. Ils utilisent les méthodes classiques de la fiabilité pour l'évaluation de la sécurité des barrages, mais en revanche, ils mettent le plus souvent en œuvre des lois de probabilité fixées de façon déclarative à dire d'experts. Or, la richesse apportée par les méthodes d'analyse de fiabilité est fortement conditionnée par la pertinence de la représentation probabiliste des paramètres d'entrée.

**L'objectif de la thèse est d'aborder l'évaluation de la sécurité structurale d'un barrage-poids par une approche fiabiliste. Notre thèse va donc consister à proposer une démarche scientifique pour évaluer la fiabilité des barrages-poids de façon probabiliste, en proposant des modélisations : i) des propriétés des matériaux, ii) des sollicitations hydrostatiques et iii) des états-limites.**

Les modélisations réalisées visent tout d'abord à fournir un cadre d'analyse rigoureux aux concepteurs et gestionnaires des barrages. Elles visent également, par des analyses de sensibilité, à évaluer le poids relatif de chaque cause d'incertitude et à constituer par la suite des aides pour améliorer la connaissance des incertitudes.

Pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux, notre travail se focalise sur le corps des barrages-poids en béton, en s'appuyant sur l'ensemble de l'information disponible et en particulier sur les essais réalisés lors de la construction.

Concernant la modélisation probabiliste des sollicitations, nous focalisons notre recherche sur les actions hydrauliques, qui constituent les principales actions agissant sur les barrages de tout type.

La modélisation probabiliste des états-limites est basée sur des méthodes classiques d'analyse de fiabilité, telles que les méthodes d'approximation FORM/SORM et les méthodes de simulation de Monte Carlo. Notre recherche ne vise pas à développer des méthodes fiabilistes nouvelles, mais à utiliser les outils existants pour l'évaluation des barrages.

Notre thèse, réalisée à l'université Blaise Pascal dans le cadre d'une convention CIFRE avec l'entreprise SAFEGE et le Cemagref, s'inscrit clairement dans un environnement professionnel fort, à vocation de contrôle, conception, réalisation, diagnostic et suivi des ouvrages hydrauliques de génie civil, et plus particulièrement des barrages. Par conséquent, elle est nécessairement menée en considérant les pratiques de la profession et présente une forte vocation applicative.

Notre rapport de thèse s'organise en trois parties :

La **partie 1 « Barrages-poids et fiabilité des structures »** synthétise les aspects concernant la technologie des barrages-poids, les pratiques actuelles de justifications de la stabilité de ces ouvrages, et les méthodes classiques d'analyse de fiabilité. Cette première partie se termine par la présentation de la démarche proposée dans ce travail de thèse pour l'évaluation de la sécurité structurale des barrages-poids par des méthodes fiabilistes.

La **partie 2 « Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux et des sollicitations »** expose les méthodes utilisées et développées pour la modélisation probabiliste des données d'entrée pour une analyse de fiabilité d'un barrage-poids. Elle porte sur la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps du barrage et des actions variables de l'eau.

La **partie 3 « Applications et valorisation »** a pour objectif de : (i) présenter des applications des méthodes développées sur des cas réels de barrages et (ii) valoriser ce travail de thèse par l'intermédiaire de recommandations et d'outils opérationnels.

En termes d'application, une méthodologie générale est proposée et différentes études de cas sont analysées. Ces dernières visent à évaluer l'applicabilité et les limites des méthodes développées en fonction des données disponibles, ainsi que l'applicabilité de l'ensemble des méthodes développées sur des cas de barrages réels.

En termes de valorisation, nous proposons : i) des recommandations pour compléter et améliorer les pratiques actuelles et ii) des outils opérationnels permettant la mise en œuvre des méthodes développées.





---

# **Partie 1**

## **Barrages-poids et Fiabilité des structures**

---



# 1 Les barrages : les parcs, les risques et la prise en compte de la sécurité

Dans ce chapitre, nous présentons brièvement les parcs de barrages (§ 1.1), les risques liés à ces ouvrages (§ 1.2) et le contexte actuel de prise en compte de la sécurité en France (§ 1.4). Nous faisons un aperçu particulier sur les risques liés spécifiquement aux barrages-poids (§ 1.3) qui vont intéresser notre recherche.

## 1.1 Les parcs de barrages

On compte à travers le monde quelque 33 105 grands barrages [ICOLD 2003a] de plus de 15 m de hauteur ou de plus de 3 millions de m<sup>3</sup> d'eau stockée, selon les critères de l'International Commission on Large Dams (ICOLD)<sup>1</sup>. Si on tient compte des barrages en Chine, la population mondiale des grands barrages représente environ 50 000 ouvrages. Le parc Chilien des grands barrages représente 87 ouvrages et le parc Français 597 ouvrages [ICOLD 2003a]. Ainsi, les parcs de grands barrages considérés à l'échelle mondiale, mais aussi à l'échelle des nations, apparaissent être des parcs importants d'ouvrages.

Les parcs des grands barrages sont caractérisés par des ouvrages très variés, selon les principaux critères : [ICOLD 2003a]

- leur typologie :

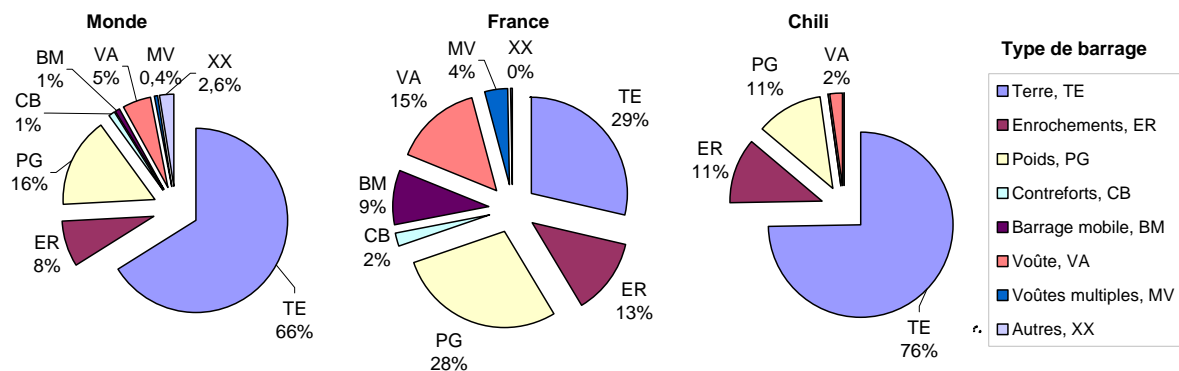


Figure 1-1 : Distribution des grands barrages dans le monde, en France et au Chili, en fonction de leur typologie.

<sup>1</sup> L'International Commission on Large Dams est une organisation internationale non gouvernementale destinée à favoriser l'échange des connaissances et de l'expérience dans le domaine de l'ingénierie des barrages.

- leur taille :

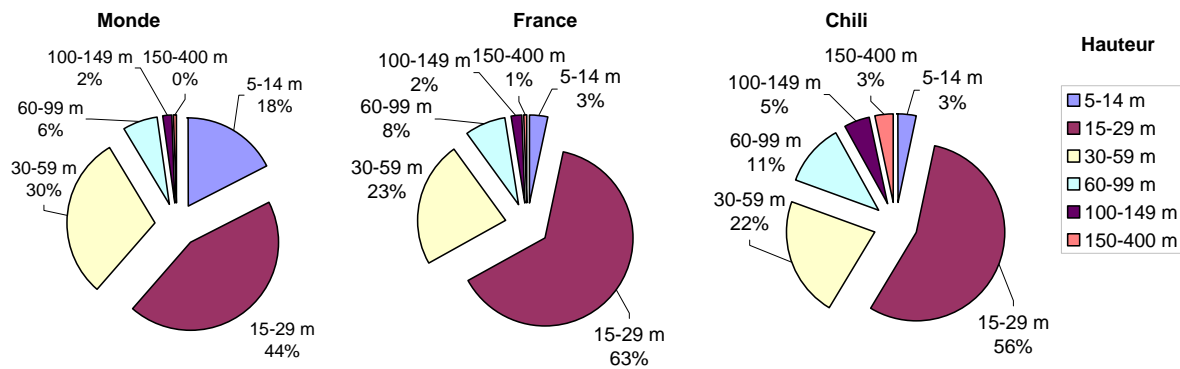
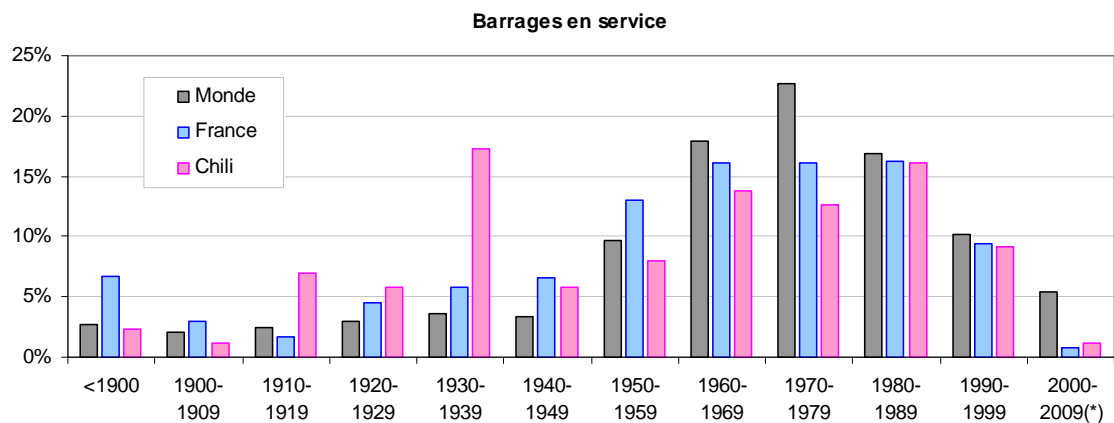


Figure 1-2 : Distribution des grands barrages dans le monde, en France et au Chili, en fonction de leur hauteur.

- leur âge, donnant des conceptions différentes selon les périodes constructives :



(\*) connus pour la période.

Figure 1-3 : Evolution de la construction des grands barrages dans le monde, en France et au Chili.

## 1.2 Les risques induits par les barrages

### 1.2.1 Le risque des barrages sur les enjeux en aval

Le risque majeur que les barrages font peser sur les enjeux en aval est constitué par une lâchure d'un volume d'eau important, provoquant la formation d'une onde de submersion en aval [ICOLD 1998]. Cette onde de submersion peut être provoquée par :

- la rupture totale ou partielle du barrage. Cette rupture peut être instantanée (ouvrages en béton) ou progressive (barrages en remblai) ;
- un glissement de terrain dans la retenue du barrage générant un déversement par-dessus le barrage puis la propagation de l'onde dans la vallée ;
- un fonctionnement mal maîtrisé des vannes d'évacuation des crues ou des vannes de restitution.

Ces situations sont illustrées par les exemples d'accidents de barrages suivants :

- Le barrage de Malpasset (barrage voûte de 65 m de hauteur, retenant 50 Mm<sup>3</sup>) s'est rompu brutalement le 2 décembre 1959, occasionnant 421 morts [ICOLD 1999]. Cet accident constitue la plus grande catastrophe technologique qu'ait connue la France au cours du 20<sup>ème</sup> siècle ;
- La vague catastrophique du barrage de Vajon en Italie (barrage de 265 m de hauteur ; retenue de 115 Mm<sup>3</sup>) a été provoquée, le 9 octobre 1963, par un glissement de terrain dans la retenue et a conduit à plus de 2000 victimes en aval [ICOLD 1999].
- La montée brutale des eaux du Drac le 4 décembre 1995, suite de la manœuvre d'une vanne usinière d'un barrage hydroélectrique, a causé la mort de 7 personnes [Le Delliou 2003a].

### 1.2.2 Les conséquences des accidents de barrages

Les conséquences d'une rupture dépendent des caractéristiques du barrage (volume de retenue et hauteur) et de la configuration de la vallée en aval, mais aussi des enjeux, notamment l'occupation humaine dans la zone de l'onde de submersion.

Dans les pays fortement urbanisés tels que la France, la rupture d'un grand barrage aurait systématiquement des conséquences graves ou catastrophiques dans les agglomérations en aval. Quelques exemples remarquables sont cités dans [Kert 2008] : Bort les Orgues au pied du barrage du même nom, Grenoble en aval de Monteynard sur le Drac, Lyon en aval du barrage de Vouglans.

A contrario, certaines ruptures de barrages importants dans des régions désertiques de l'ouest des États-Unis ont eu peu de conséquences [Kert 2008].

### 1.2.3 Les fréquences de rupture

Depuis 150 ans environ sur un total d'environ 17 000 ouvrages (hors Chine), on compte environ 160 ruptures répertoriées, ce qui fait dire que le risque de rupture constatée par année et par barrage est d'environ  $10^{-4}$  [Barthélemy *et al.* 2004]. [ICOLD 1995] fait un constat analogue : sur la période 1967 à 1986, on a constaté 36 ruptures pour 16 472 grands barrages en service en 1984, soit une fréquence annuelle de rupture du même ordre de grandeur. Il s'agit là de moyennes basées sur des statistiques mondiales. Dans le monde occidental, les statistiques sont plus favorables et [ICOLD 1995] montre que 3 ruptures sont constatées pour 120 000 années-barrages, soit une fréquence annuelle de l'ordre de  $10^{-5}$ . Ces statistiques montrent des taux de rupture des grands barrages faibles à très faibles pour les pays industrialisés.

## 1.3 Les risques spécifiques liés aux barrages-poids

L'analyse des risques spécifiques liés aux barrages-poids montre des fréquences de rupture moins élevées que sur l'ensemble des barrages toutes catégories confondues. Ainsi, [Le Delliou 2003a] indique que, sur 466 accidents majeurs recensés dans le monde, on compte 66 événements concernant les barrages poids dont 40 ruptures. La fréquence annuelle de rupture des barrages-poids à l'échelle mondiale est donc de l'ordre de  $10^{-5}$ . Nous pouvons

imputer cette plus grande fiabilité de ces ouvrages à une meilleure résistance à la surverse par rapport aux ouvrages en remblai et des mécanismes d'érosion interne moins pénalisants [ICOLD 1995].

Par ailleurs, le mode de rupture des barrages-poids est un mode de rupture instantané, c'est-à-dire qu'il conduit à l'effacement complet d'un ou plusieurs plots en un délai très court. De fait, le débit maximum de l'onde de submersion générée est sensiblement plus important que celui issu de la rupture progressive d'un barrage en remblai qui permet de prendre des mesures d'évacuation des populations en aval [ICOLD 1998]. Ainsi, les conséquences des ruptures des barrages-poids sont sensiblement plus importantes que celles des autres types de barrages en remblai.

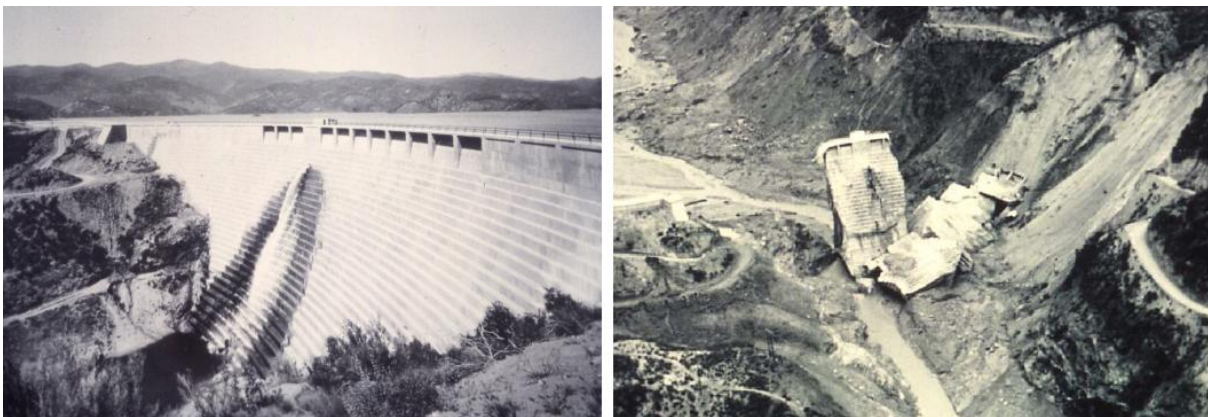
Les exemples remarquables suivants de rupture de barrages-poids servent d'illustration :

#### *Barrage de Bouzey (France)*

Le 27 avril 1895, le barrage-poids en maçonnerie de Bouzey, haut de 20 m, se rompt brutalement en conditions normales d'exploitation, avec création, en partie centrale, d'une brèche longue de 170 m. La rupture du barrage a conduit à une centaine de victimes [ICOLD 1999].

#### *Barrage de Saint-Francis (USA)*

Le barrage-poids de Saint-Francis est un ouvrage en béton, d'une hauteur de 56 m, achevé en 1926 (Figure 1-4). À la fin du dernier palier de mise en eau (1928), la partie principale du barrage cède totalement de manière brutale. Le corps du barrage est disloqué en blocs de béton pouvant atteindre 10 000 tonnes entraînés sur plusieurs centaines de mètres à l'aval. La rupture du barrage a conduit à environ 420 victimes [ICOLD 1999].



**Figure 1-4 : Rupture du barrage de Saint Francis [Rogers 2007].**

#### *Barrage de Tigra (Inde)*

Le barrage-poids de Tigra est un ouvrage en maçonnerie, d'une hauteur de 24 m, achevé en 1917. Au cours de cette même année, une crue submerge le barrage avec une hauteur de déversement de 85 cm sur la crête. Le barrage est soudainement balayé sur une longueur de 400 m [ICOLD 1999].

#### *Barrage d'Habra (Algérie)*

Le barrage-poids d'Habra est un ouvrage en maçonnerie, d'une hauteur de 34 m, achevé en 1872. En 1927, une crue exceptionnelle crée une lame d'eau de 3,85 m au-dessus du déversoir et emporte totalement le barrage [ICOLD 1999].

## 1.4 Réglementation actuelle en France

La réglementation française en matière de sécurité des barrages a été renforcée à la suite de l'accident de Malpasset en 1959. Le dispositif réglementaire mis en place alors imposait un double contrôle spécifique : i) un contrôle a priori en phase de conception, de réalisation et de mise en service, et, ii) un contrôle a posteriori en phase d'exploitation, d'inspection et de surveillance. Le contrôle a priori est réalisé par le Comité Technique Permanent des Barrages (CTPB) qui donne son avis sur les avant-projets et projets d'exécution des barrages [Degoutte *et al.* 2003]. Le contrôle a posteriori concerne l'inspection et la surveillance des barrages et la réglementation prévoit les dispositions nécessaires pour que les barrages soient constamment maintenus en bon état d'entretien et de fonctionnement (circulaire du 14 août 1970).

Par la suite, les besoins sociétaux se sont exprimés par une demande de plus grande transparence dans l'affichage des risques technologiques imposés aux populations [Barthélemy *et al.* 2004]. A ce titre, le Code de l'Environnement, dans son article L.125-2, mentionne : « Les citoyens ont un droit à l'information sur les risques majeurs auxquels ils sont soumis dans certaines zones du territoire et sur les mesures de sauvegarde qui les concernent. Ce droit s'applique aux risques technologiques et aux risques naturels prévisibles ».

Les risques pour la sauvegarde des personnes et des biens dus à la présence de barrages entrent dans la catégorie des risques visés par le code de l'environnement. Tout citoyen peut en conséquence invoquer les droits qui lui sont ainsi reconnus [Barthélemy *et al.* 2004].

De fait en 2007 et en 2008, la réglementation française en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques s'est sensiblement renforcée (décret 11 décembre 2007 et ses arrêtés). En particulier, le décret distingue désormais quatre classes de barrages :

**Tableau 1-1 : Classement des barrages en France [MEDAD 2007].**

Classe de l'ouvrage	Caractéristiques géométriques (*)
A	$H \geq 20$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel $H^2 \times V^{1/2} \geq 200$ et $H \geq 10$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel $H^2 \times V^{1/2} \geq 20$ et $H \geq 5$
D	Ouvrage non classé en A, B ou C et pour lequel $H \geq 2$

(\*) H : hauteur au-dessus du terrain naturel, V : volume stocké à la cote normale d'exploitation

Cette classification est accompagnée par des obligations graduées de conception, de diagnostic et de surveillance. Notamment pour les ouvrages de classes A et B, il est désormais nécessaire de conduire *des études de dangers*, à l'instar de ce qui est déjà pratiqué pour les Installations Classées Pour l'Environnement. L'étude de dangers constitue une analyse de risques qui explicite les risques auxquels l'ouvrage est soumis et sa fiabilité. Elle examine les aléas naturels susceptibles d'impacter l'ouvrage, les risques technologiques liés à sa conception et les conséquences d'une rupture par une étude d'onde de submersion. L'étude de dangers doit évaluer la sûreté de fonctionnement du barrage et afficher notamment sa sécurité structurale. Les méthodes de la Sûreté de Fonctionnement et les analyses probabilistes y sont recommandées (arrêté du 12 juin 2008).



## 1.5 Synthèse

Ce chapitre permet de constater :

- L'existence de parcs importants de grands barrages au niveau mondial et en France ; ces ouvrages apparaissent variés quant à leur typologie, leur taille et leur âge. Dans cette population, les barrages-poids constituent une part essentielle du parc (28 % en France).
- Les barrages font peser sur les enjeux en aval des risques majeurs, pour les personnes et les biens. Ce risque est typique des risques technologiques induits par certaines installations industrielles telles que les centrales nucléaires ou les industries chimiques : une faible probabilité d'occurrence de la défaillance de l'ouvrage et des conséquences potentielles catastrophiques. Les barrages-poids relèvent de ce même principe, avec des conséquences en cas rupture potentiellement plus importantes que les autres barrages en remblai.
- La société est de plus en plus demandeuse de transparence dans l'affichage des risques technologiques et les barrages ne dérogent pas à cette règle ; à ce titre, la récente réglementation française en matière de sécurité des ouvrages hydraulique requière des études de sûreté et de dangers, imposant l'affichage de la sûreté de fonctionnement des installations et de leur sécurité structurale.

***Parmi ces ouvrages, notre étude va s'intéresser spécifiquement à la catégorie des barrages-poids.***

## 2 Technologie des barrages-poids

Dans ce chapitre, nous présentons les technologies des différents types de barrages-poids et leur fondation, avec une description détaillée pour les barrages-poids en Béton Compacté au Rouleau BCR qui constitue la technologie moderne privilégiée. Ce chapitre permet :

- d'identifier les sources de variabilité des propriétés des matériaux et les échelles spatiales ;
- de conclure sur les données disponibles pour la modélisation probabiliste des résistances.

### 2.1 Les différents types de barrages-poids

Les barrages-poids sont des ouvrages rigides pour lesquels la stabilité mécanique, sous l'effet de la poussée hydrostatique, des sous-pressions et éventuellement d'autres actions secondaires, est assurée par le poids propre de l'ouvrage [Degoutte 2002], [USACE 1995]. Les barrages-poids sont construits sur des fondations rocheuses de bonne qualité mécanique, qui permettent d'assurer la portance de la structure et d'être compatibles avec leur rigidité [ICOLD 2000].

La typologie des barrages-poids est établie à partir des matériaux les constituant et de leur évolution. On distingue : [Degoutte 2002]

- les barrages poids en maçonnerie ;
- les barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV) ;
- les barrages poids en béton compacté au rouleau (BCR), y compris les barrages poids en remblai dur.

Les profils des barrages poids ont évolué avec les progrès de l'ingénierie et des matériaux : [Peyras 2003]

- les *profils arqués* ont été employés pour les ouvrages en maçonnerie construits au 19<sup>ème</sup> siècle et donnent des ouvrages généralement minces ;
- les *profils trapézoïdaux* avec parements amonts verticaux sont les plus classiques et correspondent aux ouvrages en BCV et aux ouvrages récents en BCR ;
- les *profils symétriques* ont été récemment utilisés pour des ouvrages en BCR ou remblai dur construits sur des fondations de plus faibles caractéristiques mécaniques (rocher altéré, fondations alluviales) et permettent de limiter les sollicitations portées au sol.

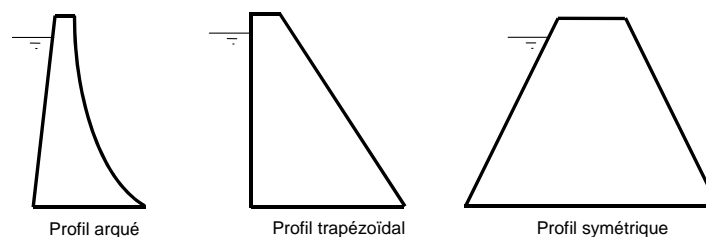


Figure 2-1 : Les profils des barrages poids.

## **2.2 Les fondations rocheuses d'un barrage-poids**

Les barrages-poids sont construits sur des fondations de grande qualité mécanique. Leurs propriétés mécaniques constituent dès le départ du projet le principal critère de choix du type de barrage. Elles constituent donc un élément fondamental de la sécurité de l'ouvrage. Cette section informative synthétise les éléments relatifs à la connaissance géologique et géotechnique de la fondation (§ 2.2.1) et aux actions ou mesures correctives qui peuvent être portées sur la fondation (§ 2.2.2).

### **2.2.1 Connaissance géologique et géotechnique de la fondation**

La connaissance géologique et géotechnique de la fondation se réalise de façon progressive pendant les phases de projet, de construction et d'exploitation d'un barrage. Les moyens mis en œuvre sont de différents ordres : [ICOLD 1993]

- la géologie globale du site et de ses alentours ;
- l'analyse détaillée de la structure du site et les reconnaissances de terrain ;
- les essais de laboratoire ;
- l'auscultation de la fondation du barrage en service.

#### **A) La géologie globale du site et de ses alentours**

Son objectif général est de donner les grandes lignes de la structure de la région (donc celles qui dominent sur le site), puis la genèse et l'histoire des roches (donc la description stratigraphique, pétrographique et tectonique), qui feront prévoir les types de problèmes à attendre.

Concernant le risque induit par la présence d'une faille, il faut se contenter de critères géologiques et géométriques globaux : la longueur de la faille à l'affleurement, l'épaisseur de la zone faillée, la nature du matériau de remplissage, la relation avec la tectonique régionale, et la date du dernier mouvement.

#### **B) Description de la structure du site**

La structure d'un site rocheux peut être définie en fonction de l'état d'altération, de l'épaisseur des strates, du réseau de discontinuités, des propriétés mécaniques de la roche et des discontinuités. Quelques moyens de reconnaissance les plus classiques mis en œuvre sur le site même du barrage sont les méthodes géophysiques, les sondages, l'essai Lugeon et les essais au vérin.

Les *méthodes géophysiques* donnent plusieurs renseignements sur la structure du site. Parmi ces méthodes on peut évoquer : la sismique réfraction utilisée principalement pour mesurer l'épaisseur des roches altérées ou des couvertures de sol, la tomographie sismique en sondage et le panneau sismique donnant des renseignements sur l'état de la fracturation du massif rocheux, la petite sismique permettant d'estimer des propriétés mécaniques d'une fondation rocheuse, la gravimétrie utilisée pour la détection de certains vides dans le massif rocheux et les mesures de résistivités électriques qui sont sensibles à l'existence de l'eau interstitielle et de ses mouvements.

Les *sondages* peuvent apporter également plusieurs types d'information. Par exemple, le RQD (Rock Quality Designation) constitue un indice de fracturation, l'enregistrement de plusieurs paramètres physiques en cours de forage permet de définir les divers horizons géologiques traversés, et l'utilisation d'une caméra de télévision permet l'observation des fissures dans le massif rocheux.

L'*essai Lugeon*, qui a été proposé à l'origine comme un simple critère d'injectabilité, donne des renseignements sur la perméabilité du massif rocheux. Cependant, il apparaît que l'absorption d'eau sous pression est un paramètre intrinsèque de la fracturation plutôt que de la perméabilité. Cet essai mérite ainsi d'être employé comme pouvant élucider des comportements in situ relatifs à l'écoulement de l'eau dans les massifs fissurés.

Les *essais au vérin*, en surface ou en sondage (dilatomètres), donnent des renseignements sur la déformabilité de la fondation. L'essai au vérin vise à déterminer le module d'élasticité de la fondation à partir de l'équation de Boussinesq. Cette équation n'étant pas valable pour un milieu discontinu, elle donne le module d'élasticité d'un milieu continu « équivalent ».

### **C) Essais de laboratoire**

Les essais de laboratoire qui peuvent être utilisés pour la reconnaissance d'un site sont en nombre très limité, car le comportement des massifs rocheux est dominé par la disposition et la nature des surfaces de discontinuité géologiques, alors que les échantillons envoyés au laboratoire sont constitués par la matrice rocheuse de caractéristiques supérieures. Dans ce paragraphe, on s'est limité aux essais qui semblent significatifs pour l'identification d'une fondation rocheuse :

La *résistance à la compression* uni-axiale, sans contrainte de confinement, est facile à mesurer et constitue un indice d'identification de la matrice rocheuse.

La *perméabilité radiale* constitue un moyen de mesure indirecte de la fissuration à l'échelle de l'échantillon. Des échantillons cylindriques, obtenus par carottage, avec un trou axial sont soumis à une percolation radiale d'eau sous pression. La réalisation de cet essai avec différentes pressions différentielles permet d'évaluer si la perméabilité est sensible à la contrainte appliquée, ce qui est un phénomène caractéristique de la roche fissurée.

La *résistance au cisaillement* des joints ou des discontinuités du massif rocheux conditionne directement la stabilité de la fondation rocheuse. Les surfaces de discontinuité, par exemple les joints stratigraphiques, les grandes diaclases, les failles, ont en général une résistance à la traction pratiquement nulle et une résistance au cisaillement dépendant de la rugosité des parois, du matériau de remplissage, de l'imbrication. Les plus dangereuses pour la stabilité sont les surfaces planes, lisses, remplies de matériaux meubles, de grande étendue et sans imbrication. C'est le cas, par exemple, de la plupart des failles. Il est à noter que, dans ce cas, la résistance au cisaillement est entièrement due au terme de frottement et n'est pas affectée par l'effet d'échelle. Dans d'autres cas, quand un grand déplacement de cisaillement n'a pas eu lieu au cours des temps géologiques, le joint présente une certaine cohésion qui, elle, dépend de l'échelle de l'échantillon. Les ruptures à long terme correspondent à une cohésion pratiquement nulle et à une valeur de frottement résiduel.

### 2.2.2 *Traitements de la fondation*

On peut améliorer les propriétés d'une fondation rocheuse par la réduction des déformations, l'augmentation de la résistance et la maîtrise des forces hydrauliques. Les mesures correctives mentionnées dans ce paragraphe peuvent se classer en trois catégories :

- le traitement des fouilles,
- le renforcement des fondations,
- l'étanchéité et le drainage.

#### **A) *Traitement des fouilles***

Le traitement des fouilles permet d'améliorer les propriétés de la zone de contact entre la fondation et le barrage. Les techniques de prédécoupage, la stabilisation par traitement de surface et les injections de consolidation sont des exemples de traitement des fouilles.

Les *techniques du prédécoupage* constituent une alternative par rapport à l'excavation du rocher exécutée avec de fortes charges d'explosifs qui entraînent l'ouverture des joints (existants ou potentiels) dans la masse rocheuse ou à la surface de l'excavation.

La *stabilisation par traitement de surface* permet de limiter l'effet du desserrage progressif des roches fissurées. Ce desserrage commence à la surface libre et sa cause peut être trouvée par exemple dans le relâchement des contraintes dû à l'excavation. Plusieurs méthodes de stabilisation sont possibles, telles que l'utilisation de béton projeté et le remplacement par du béton compacté au rouleau (BCR).

Les *injections de consolidation* peuvent être également utilisées. En injectant les discontinuités, on augmente sensiblement la résistance et la rigidité du massif, et on diminue sa perméabilité globale.

#### **B) *Renforcement des fondations***

Une fois une faiblesse mécanique de la fondation reconnue, on peut appliquer les renforcements nécessaires, tels que le traitement des failles et l'armature des roches.

##### *Traitement des failles – Curage et bétonnage*

L'existence de fractures majeures et de failles dans un site n'est pas en soi une raison suffisante pour ne pas construire un barrage. Le traitement normal, quand on a affaire à des matériaux meubles de remplissage ou à des vides ouverts, consiste à nettoyer ces vides et à les remplir par du béton mis en place, soit mécaniquement, soit par injection. En revanche, le bétonnage des failles dans une zone locale crée une concentration de contraintes pouvant conduire à une rupture progressive de la roche le long de la zone remplie en béton.

##### *Armature des roches par de l'acier*

L'idée d'utiliser des armatures d'acier pour renforcer les massifs rocheux correspond à la logique de la pratique du béton armé. Les deux principes utilisés dans le béton sont aussi utilisés dans la roche : l'acier « passif » comme dans le béton armé, l'acier « actif » comme dans le béton précontraint.

Il semble que la précontrainte est nécessaire dans un massif de roche tendre ou de roche présentant un grand nombre de joints lisses, alors que dans un massif de roche dure et présentant un petit nombre de fractures rugueuses, il est entièrement satisfaisant d'employer des barres d'acier passives scellées sur toute leur longueur.

### ***C) Etanchéité et drainage***

Aucune fondation n'est parfaitement étanche, certaines étant très perméables. Ainsi, des écoulements de percolation s'établissent lorsque le réservoir est mis en eau et peuvent conduire à des fuites excessives ou bien au développement des sous-pressions. Ces percolations peuvent être maîtrisées à l'aide de traitements d'étanchéité et de drainage.

#### ***Traitements d'étanchéité***

Les traitements d'étanchéité tels que les techniques d'injection permettent de limiter la quantité des fuites.

Le coulis à base de ciment est le matériau le plus utilisé pour le traitement des roches par injection. Dans certains cas (par exemple, fissures très fines, fissures avec circulation d'eau), on doit utiliser d'autres produits (gels de silicate de soude, résines organiques, etc.). Dans son état final, le produit d'injection doit présenter une résistance suffisante pour rester en place malgré les pressions hydrostatiques et la présence éventuelle d'eaux agressives. Par contre, le processus de l'injection nécessite un fluide peu rigide pour faciliter sa pénétration.

Quand le massif rocheux est très perméable ou quand l'injection n'est pas sûre ou est trop onéreuse, on peut préférer réaliser l'écran sous forme d'une paroi en béton. Cette méthode a été principalement appliquée dans des formations karstiques ou dans des roches très poreuses et friables. On commence à l'employer systématiquement dans des formations présentant de sérieux risques d'érosion.

#### ***Ecrans de drainage***

Un écran de drainage vise à limiter l'effet des sous-pressions. La profondeur et l'espacement optimal des trous de drainage dépendent de la géologie, des cheminements d'eau possibles et de la perméabilité de la roche.

Une question importante est de savoir si le drainage peut être efficace dans une fondation rocheuse où l'eau percole à travers des canalicules préférentiels. La présence de canalicules conduit à mettre en place des forages de drainage distribués dans tout le massif à protéger et recoupant, en particulier, les surfaces de discontinuités où les sous-pressions auraient des effets nocifs.

***En synthèse, les barrages-poids reposent sur des fondations rocheuses de bonne qualité mécanique et hydraulique. Cette section a permis de mettre en évidence la méthodologie pour caractériser le modèle géologique et les propriétés géotechniques de la fondation. Elle a également permis d'apprécier les techniques de renforcement mécanique ou d'étanchéification des fondations. Dans la suite de notre thèse, nous considérons que les fondations sont réputées de grande qualité et nous focaliserons notre recherche sur la fiabilité du corps du barrage.***

### 2.3 La technologie des barrages-poids en maçonnerie

Les premiers barrages-poids sont en maçonnerie de pierres de grès et de calcaire. Aux environs de 700 avant J-C, Sennacherib, roi d'Assyrie, fournit de l'eau à Nineveh en construisant une série de petits barrages dont les vestiges sont toujours visibles [ICOLD 2000].

Les barrages-poids en maçonnerie ont constitué la technologie privilégiée jusqu'au début du 20<sup>ième</sup> siècle. Ces ouvrages possèdent des profils minces et souvent arqués, du fait de la non prise en compte des sous-pressions [Degoutte 2002]. Après la rupture du barrage de Bouzey (France - § 1.3), de nombreux barrages en maçonnerie ont fait l'objet de confortements, par recharge aval, par masque d'étanchéité amont ou par tirants d'ancrage [Francq 1994].

La construction de barrages-poids en maçonnerie était réalisée de façon artisanale. Pour des raisons d'esthétique et de coût, les pierres de bonne qualité étaient réservées aux parements amont et aval, le corps du barrage étant rempli de moellons souvent de moindre qualité. Globalement, les barrages en maçonnerie sont caractérisés par une très grande hétérogénéité du matériau du corps de l'ouvrage [Le Delliou 2003b].

A l'exception de quelques petits ouvrages construits dans des pays en voie de développement, cette technologie est dorénavant abandonnée [ICOLD 2000]. Les préoccupations concernant les barrages en maçonnerie relèvent donc de la problématique de la maintenance d'ouvrages anciens, souvent âgés de plus d'un siècle. Elles portent sur l'étude de dégradations du matériau et de la dissolution du mortier et sur les techniques de confortement.

Au sein du parc français de barrages-poids, les barrages en maçonnerie représentent 9 % du parc (54 unités) [Francq 1994].

***En synthèse, les enjeux liés à ces ouvrages apparaissent limités, le parc français étant réduit et la technologie abandonnée. Notre recherche ne s'intéresse donc pas à ces ouvrages.***

## 2.4 La technologie des barrages-poids en BCV

Le coût des matériaux et surtout de la main d'œuvre ont progressivement conduit à remplacer la maçonnerie par du béton de masse [Le Delliou 2003b].

Les premiers barrages-poids en béton furent construits à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle. Un exemple de ces barrages est le barrage San Mateo, construit aux Etats-Unis en 1888. Il était conçu en maçonnerie, mais il n'y avait aucune carrière à même de fournir des moellons de la qualité requise ([www.barrages-cfbr.org](http://www.barrages-cfbr.org)).

Du fait de la prise en compte des sous-pressions, les profils les plus classiques pour les barrages en BCV sont des profils trapézoïdaux ou quasi-triangulaires, avec un parement amont vertical [Dégoutte 2002].

Les matériaux sont soumis à des contraintes de compression faibles ; on n'a donc pas besoin de caractéristiques mécaniques exceptionnelles [Le Delliou 2003b]. Par exemple, les contraintes de compression maximales attendues pour un barrage de 100 m de hauteur sont de l'ordre de 2,5 MPa.

Par rapport au béton classique, les bétons de barrages en BCV comportent souvent des granulats de dimension supérieure et sont faiblement dosés en ciment (150 à 200 kg/m<sup>3</sup>).

Pour la construction de barrages-poids en BCV, les bétons sont vibrés après leur mise en place pour avoir une bonne compacité. Du fait de la quantité importante de béton à couler, l'élévation de température causée par la prise du béton n'est pas négligeable. Ce phénomène explique aussi le souci des constructeurs d'adopter un faible dosage en ciment, ce qui a pour effet de diminuer l'exothermie [Le Delliou 2003b].

L'homogénéité du corps du barrage peut être interrompue par des zones avec des dosages en ciment différents et par des joints horizontaux et verticaux :

- Les grandes quantités mises en œuvre permettent de faire varier le dosage à l'intérieur du barrage. Pour le parement amont, on utilise un béton plus riche (220 à 350 kg/m<sup>3</sup>), essentiellement pour augmenter la compacité et donc l'étanchéité [Le Delliou 2003b] ;
- Les bétons sont mis en œuvre par levées successives avec des reprises de bétonnage espacées de 1 à 2 m [Le Delliou 2003b]. La construction est souvent réalisée par plots de 12 à 18 m qui donnent lieu à des joints de contraction.

Il y a peu de perspectives prometteuses pour les barrages-poids en BCV, sauf pour des barrages de faible hauteur et avec une présence importante d'équipements annexes dans le corps du barrage. Les barrages-poids en BCV sont maintenant en pratique remplacés par les barrages-poids en BCR.



## 2.5 La technologie des barrages-poids en BCR

### 2.5.1 Les enjeux des barrages-poids en BCR

Les barrages-poids en BCR se sont développés à partir de 1980 et se caractérisent par la mise en place du béton avec des techniques utilisées en terrassement. Le béton est en général faiblement dosé (environ  $120 \text{ kg/m}^3$ ) et il est mis en place par des couches successives compactées au rouleau vibrant [BaCaRa 1996].

Le premier grand barrage en BCR fut Willow Creek (Etats-Unis), de 52 m de hauteur, achevé en 1982. Le BCR avait un très faible dosage en liant ( $66 \text{ kg/m}^3$ ). Des panneaux en béton préfabriqués constituaient le parement amont [ICOLD 2003b].

Le faible dosage en ciment et le mode de mise en place du BCR entraînent :

- un nombre important de joints entre les couches relativement minces ( $\sim 30 \text{ cm}$ ) ;
- le besoin d'un contrôle soigné des joints de reprises de bétonnage ;
- une moins bonne résistance du béton ;
- une diminution de l'exothermie de la prise, et par conséquent, une augmentation des cadences de mise en place.

La géométrie des barrages-poids en BCR est similaire à celle des barrages-poids en BCV, comportant des profils trapézoïdaux avec des fruits légèrement supérieurs.

La plupart des nouveaux barrages-poids sont désormais en BCR [CFBR 2006]. Ceci s'explique principalement par les avantages économiques liés à l'augmentation des cadences de mise en place et au faible coût du matériau du fait de sa faible teneur en ciment.

Les chiffres suivants visent à illustrer le développement croissant des barrages en BCR. En 1986, il y avait seulement 15 barrages en BCR construits dans le monde, et on en comptait 157 en 1996 [ICOLD 2003b]. Au Chili, deux grands barrages en BCR ont été construits récemment : les barrages de Pangué et de Ralco, construits respectivement en 2000 et 2005 et de hauteur respective 113 m et 155 m [ICOLD 2003b], [Uribe *et al.* 2006]. En France, 7 grands barrages en BCR, de hauteurs comprises entre 15 et 48 m, sont maintenant construits [Bécue *et al.* 1999].

Les barrages en remblais durs constituent une variante des barrages-poids en BCR. Ce sont des barrages en BCR avec des profils symétriques et très faiblement dosés (de l'ordre de  $50 \text{ kg/m}^3$  de ciment). Ils peuvent s'accommoder de fondations de plus faibles caractéristiques mécaniques que les barrages-poids classiques (rocher altéré, fondations alluviales) du fait d'une largeur à la base importante [Degoutte 2002].

***La technologie privilégiée des barrages-poids modernes est indubitablement le BCR. Notre travail de recherche se focalise sur ce type de barrage, en complément de la technologie classique du BCV.***

Cette section synthétise les principaux aspects sur la technologie des barrages-poids en BCR : en phase de conception (§ 2.5.2), en phase de construction (§ 2.5.3) et en phase d'exploitation et suivi (§ 2.5.4). Ces éléments permettent d'identifier les sources de variabilité et des incertitudes sur les propriétés physiques et de résistance du BCR (§ 2.5.5).

### 2.5.2 Conception d'un barrage-poids en BCR : étude du matériau

#### A) Diverses approches pour la conception des barrages-poids en BCR

Diverses approches existent pour la conception de barrages-poids en BCR liées au dosage du matériau :

**Tableau 2-1 : Classification des barrages en BCR [ICOLD 2003b].**

<b>Classification</b>	<b>Dosage faible en liant <sup>(2)</sup></b>	<b>RCD (Rolled Concrete Dam)</b>	<b>Dosage moyen en liant</b>	<b>Dosage élevé en liant</b>
Dosage en liant <sup>(1)</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	≤ 99	120-130	100-149	≥ 150
Teneur en adjuvants minéraux (%)	0-40	20-35	20-60	30-80
Epaisseur des couches (mm)	300 ±	750-1000	300±	300±
Espacement des joints verticaux (m)	≥ 30	15	15-50	20-75
Masque amont	Oui	Oui	Généralement	Néant
Exemples types	Willow Creek Concepcion	Shimajigawa Miyagase	Copperfield Les Olivettes	U. Stillwater New Victoria

Notes : <sup>(1)</sup> Liant = ciment Portland et adjuvants minéraux.

<sup>(2)</sup> Incluant les barrages en « remblai dur »

Les barrages en BCR à faible dosage en liant sont munis d'un masque amont d'étanchéité destiné à protéger le BCR, qui est généralement assez perméable, en particulier aux joints entre les couches [ICOLD 2003b].

Les barrages en BCR à dosage élevé en liant sont basés sur l'hypothèse que le BCR est un matériau étanche. Ils sont donc conçus de manière à assurer une bonne liaison entre les couches et une étanchéité in situ équivalente à celle d'un barrage en béton classique [ICOLD 2003b].

Les barrages en BCR à dosage moyen en liant, compris entre 100 et 149 kg/m<sup>3</sup>, peuvent avoir des conceptions avec ou sans masque amont [ICOLD 2003b].

Enfin, la technologie des barrages-poids RCD (Rolled Concrete Dam), développés principalement au Japon, s'apparente à celle des barrage-poids classiques en BCV : construction par plots de 15 m de largeur et en couches épaisses (entre 75 et 100 cm).

#### B) Propriétés recherchées pour le BCR

Diverses propriétés sont recherchées pour le BCR en fonction de la configuration adoptée pour le barrage :

- vis-à-vis des conditions de construction, les propriétés recherchées portent sur une maniabilité adéquate afin d'éviter une ségrégation préjudiciable, une consistance qui

permet de supporter un rouleau vibrant et des propriétés thermiques permettant de limiter l'exothermie ;

- vis-à-vis de la stabilité mécanique, de la durabilité et de la perméabilité de l'ouvrage, les propriétés recherchées portent sur la densité, la résistance mécanique, l'étanchéité et la durabilité, dans le matériau en masse, mais surtout au niveau des reprises de bétonnage [ICOLD 2003b].

### ***C) Constituants du BCR***

Une grande diversité de matériaux ont été utilisés pour le BCR : ils vont des granulats tout-venant, ayant subi un minimum de traitement, avec un faible dosage en liant (ciment plus adjuvants minéraux), jusqu'aux mélanges de plusieurs classes de granulats concassés, avec une teneur en liant modérée à élevée [BaCaRa 1996]. Ces constituants du BCR vont influencer les propriétés mécaniques et hydrauliques recherchées pour le matériau.

#### *Liants*

Le liant d'un BCR peut être constitué à partir de tout type de ciment habituel ou, plus couramment, à partir d'une combinaison de ciment et d'adjuvants minéraux (cendres volantes ou pouzzolanes, par exemple) [ICOLD 2003b].

En France, les barrages en BCR ont été réalisés avec un liant spécial BCR, à base de laitier, fabriqué en usine et prêt à l'emploi. Il permet d'obtenir un délai de maniabilité plusieurs fois plus long que celui correspondant aux liants généralement utilisés et une plus faible exothermie [BaCaRa 1996].

Le type de liant a un effet important sur le taux d'hydratation et la vitesse d'acquisition de résistance d'un béton. Il influe également sur le délai de maniabilité et sur l'exothermie du BCR [ACI 1988].

***Il apparaît que la variabilité de la teneur en liant est un élément essentiel de la variabilité des propriétés de résistance du BCR.***

#### *Granulats*

Pour la plupart des barrages en BCR, les principales propriétés requises pour les granulats satisfont les spécifications requises pour le béton classique. Les granulats constituent le squelette du BCR. Ils doivent présenter une faible tendance à la ségrégation et permettre d'obtenir une densité et une compacité élevées. Les propriétés thermiques des granulats ne doivent pas favoriser la fissuration du barrage et les propriétés chimiques des granulats ne doivent pas déclencher de phénomènes tels que l'alcali-réaction.

Les caractéristiques du fuseau granulométrique affectent la facilité du compactage, la résistance mécanique et la perméabilité. Une courbe la plus continue possible et avec suffisamment d'éléments fins (liant compris) permet de remplir les vides du squelette [BaCaRa 1996].

Concernant les gros granulats, le facteur le plus important à considérer est la ségrégation qui doit être évitée : la présence d'une quantité importante d'éléments de forme plate et/ou allongée favorise la ségrégation ; les granulats concassés réduisent la tendance à la ségrégation, comparativement aux granulats roulés ; plus la dimension maximale des granulats est faible, moins il y aura une tendance à la ségrégation. Ainsi, la tendance actuelle

montre que la dimension maximale est de l'ordre de 50-60 mm pour les granulats concassés et de 40-50 mm pour le gravier naturel [ICOLD 2003b].

Les granulats fins (entre 80  $\mu\text{m}$  et 5 mm) sont indispensables pour remplir l'espace intergranulaire et pour obtenir de meilleures densité et compacité. Cependant, un excès de fines peut être nuisible au BCR du fait de la baisse de maniabilité, de l'augmentation de la demande en eau et de la perte de résistance [BaCaRa 1996], [ICOLD 2003b].

Concernant les éléments fins (inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ ), il a été observé qu'avec une teneur totale en éléments fins (liant compris) de l'ordre de 8 à 15%, on obtient un bon comportement du BCR au compactage. La présence d'éléments fins plastiques, l'existence d'éléments fins présentant des réactions chimiques avec le liant et le non-lavage des granulats diminuent les résistances au cisaillement du fait des décollements pâte/granulats et de l'enrobage des éléments fins par le liant [BaCaRa 1996].

***En synthèse, les granulats constituent l'élément essentiel d'influence de la ségrégation et de la compacité du BCR.***

### Eau

L'eau intervient dans la réaction chimique de prise. L'eau est aussi un lubrifiant permettant l'organisation du squelette granulaire, le bon serrage des granulats, la compacité et la densité [BaCaRa 1996].

***Ainsi, la teneur en eau du BCR influence sa résistance mécanique (rapport eau/liant) et l'effort de compactage nécessaire pour obtenir la consolidation nécessaire [ACI 1988].***

### **D) Essais du BCR en phase de projet**

Ils comprennent des essais de convenance et des planches d'essai.

#### Essais de convenance ou études en laboratoire

Ils comportent des mesures de densités humides, une analyse granulométrique complète du BCR frais, la détermination du délai de maniabilité, la détermination du temps de prise, la détermination de la résistance à la traction et à la compression ainsi que module d'élasticité statique. Nous ne développons pas dans le texte ces essais classiques et nous renvoyons le lecteur intéressé à [BaCaRa 1996].

#### Planches d'essais (essais en vraie grandeur)

Avant la mise en place du béton dans le barrage, il est prévu que le BCR proposé soit dosé et malaxé dans la centrale à béton, déchargé, épandu et compacté sur une planche d'essais en vraie grandeur, avec utilisation des procédés et du matériel de construction, et intervention du personnel chargé de la réalisation du barrage [ICOLD 2003b].

Sur le BCR frais, les essais réalisés sur planches sont : la densité humide (gammadensimètre, VeBe), le temps de maniabilité VeBe, l'analyse granulométrique à la sortie de la centrale et après compactage, le temps de prise du BCR (par la méthode ultrasonore et à l'aiguille Proctor). Sur les carottes de BCR durci, on détermine généralement l'aspect des liaisons, la résistance en compression et en traction, le module d'élasticité, la densité et la porosité. Sur les blocs obtenus par sciage, on détermine l'aspect des liaisons, la résistance en traction directe sur joints et la résistance au cisaillement sur joints [BaCaRa 1996].

***Les essais réalisés en phase de projet permettent de caler les propriétés de résistance du BCR. En revanche, ils ne sont pas réalisés sur le matériau du corps du barrage.***

### **2.5.3 Construction d'un barrage-poids en BCR**

Les étapes pour la construction d'un barrage-poids en BCR comprennent : les installations de chantier, la dérivation de la rivière, la réalisation des fouilles, la construction du corps du barrage, la construction des évacuateurs de crues, des ouvrages de vidange et des prises d'eau, la construction des ouvrages complémentaires, la fermeture de l'ouvrage de dérivation, l'achèvement de la crête du barrage et des ouvrages auxiliaires, l'enlèvement des installations de chantier, des logements provisoires et finalement la remise en état des lieux [ICOLD 1990].

Ce paragraphe s'intéresse uniquement à la construction du corps du barrage et porte sur la fabrication, le transport et la mise en place du BCR, le compactage, les reprises de bétonnage et les contrôles réalisés. Il met en évidence les principales sources de variabilité du matériau et les données disponibles sur les propriétés du BCR.

#### ***A) Fabrication, transport et mise en place du BCR***

Les principales sources de variabilité des propriétés de résistance du BCR liées à la fabrication, au transport et à la mise en place du BCR sont identifiées à chacune des étapes suivantes :

##### *Centrales de fabrication*

La variabilité de la qualité du béton pendant sa fabrication dépend fortement de la qualité du malaxage du fait que les teneurs en eau et en ciment sont généralement faibles. En outre, un temps excessif de malaxage peut conduire à une perte excessive d'eau et au concassage des granulats [ICOLD 2003b].

En terme de contrôle de fabrication, des mesures de consistance, de teneur en eau, de densité, de résistance à la compression et éventuellement de résistance à la traction sont réalisées sur des éprouvettes confectionnées avec du BCR issu de la centrale de bétonnage pour chaque couche de BCR mise en place [BaCaRa 1996].

##### *Moyens de transport du BCR de la centrale à béton jusqu'à la zone de mise en place*

La méthode la plus courante est le transport par camions ; le tapis transporteur jusqu'au barrage avec des camions transportant le BCR du point de déchargement jusqu'à l'emplacement du bétonnage est également utilisé [ICOLD 2003b].

La variabilité induite par la méthode de transport sur la qualité du BCR concerne la tendance à la ségrégation (temps de transport excessif et secousses) et les dégradations de la surface du BCR causées par le trafic des camions (virages, manœuvres, saleté des pneus). A ce titre, des mesures de consistance du béton sont réalisées après le transport du BCR.

##### *Mise en place du BCR*

Après le déchargement sur la zone de mise en place, le BCR est étalé au moyen d'un bulldozer ou d'une niveleuse en couches minces, avec une épaisseur de l'ordre de 30 cm. Un

compacteur lourd assure le serrage final de la surface principale de la couche et un petit compacteur est utilisé pour le serrage des bordures périphériques. Avec ce dispositif, les cadences de mise en place peuvent atteindre 2 à 3 couches par jour [BaCaRa 1996].

Cette mise en place par couches entraîne une anisotropie plus ou moins prononcée entre les directions horizontale et verticale : l'étanchéité et les propriétés mécaniques sont plus faibles au voisinage des reprises qu'en cœur de couche.

### ***B) Compactage du BCR***

Les principales sources de variabilité des propriétés de résistance du BCR liées au compactage sont identifiées selon les facteurs suivants [BaCaRa 1996] :

#### *Nature des granulats*

Pour les granulats roulés, le serrage est relativement facile et le compacteur doit être limité en puissance pour éviter une désorganisation de surface au passage de la bille en vibration. Pour les granulats concassés, le serrage est plus difficilement obtenu, compte tenu des frottements internes : cela nécessite des compacteurs plus puissants, mais limités pour ne pas entraîner de reconcassage de granulats microfissurés.

#### *Teneur en eau*

L'eau agit comme un lubrifiant, facilitant le compactage et augmente la densité en remplissant les vides. Cependant, un excès d'eau diminue la densité du BCR.

#### *Teneur en éléments fins*

Dans le cas d'excès de fines, la perméabilité diminue et tout excès d'eau conduit à un matelassage au passage du compacteur. Dans le cas d'un déficit de fines, la densité obtenue ne peut pas être optimale par déficit de remplissage et le compactage doit être énergique pour pallier le manque de lubrification.

#### *Caractéristiques du compacteur*

Les caractéristiques du rouleau qui interviennent dans la qualité du compactage du BCR sont la fréquence, l'amplitude, la force de vibration et la vitesse de déplacement (limitée à 2,5 km/h). Un compacteur surpuissant peut occasionner la fragmentation des granulats et créer au sein des granulats des plans de cassure qui restent sans liant.

#### *Accès à la zone de compactage*

Il est difficile de compacter dans les mêmes conditions les zones aux limites, c'est à dire les parements, les liaisons avec les rives, les proximités d'obstacles et les contacts avec la fondation qui sont pourtant les points sensibles d'un barrage en BCR. Des compacteurs légers sont souvent utilisés dans ces zones de difficile accès. La Figure 2-2 montre les zones où la maîtrise de l'homogénéité du compactage devient plus difficile et où l'on trouve généralement des propriétés mécaniques moins performantes.

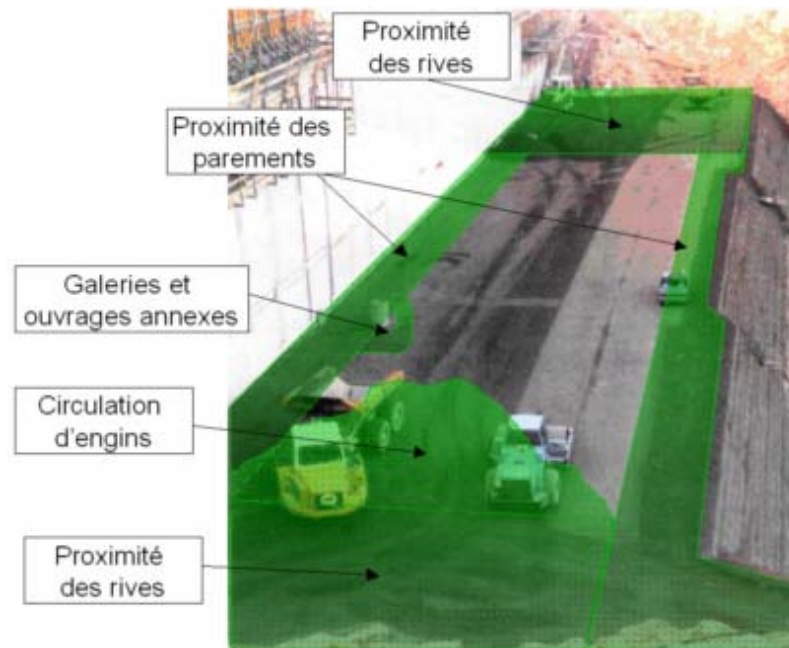


Figure 2-2 : Zones de compactage difficile pendant la mise en place du BCR (figure adaptée de [El Bouhali 2005]).

### Autres facteurs

L'engin d'épandage doit laisser une surface plane avant le compactage de la couche par le rouleau vibrant. Selon la maniabilité du mélange, des stries ou des redans entre des passes adjacentes de la lame du bulldozer peuvent provoquer un compactage irrégulier et une qualité variable du BCR [ICOLD 2003b]. Une diminution des résistances peut être occasionnée si le compactage est réalisé avec un dépassement du délai après malaxage.

### Contrôles réalisés

Les contrôles réalisés sur le BCR frais compacté comprennent de nombreuses mesures de densité humide et de teneur en eau, réalisées au gammadensimètre dans les zones de bordure et au sein de chaque couche en BCR. En général, on réalise un essai de densité humide et de teneur en eau tous les 600 m<sup>2</sup> de couche de BCR compacté.

***L'obtention d'une densité élevée et donc de bonnes caractéristiques de résistance mécanique et d'étanchéité du BCR est fonction de la qualité du compactage. Le compactage constitue donc une source importante de variabilité des propriétés du BCR, elle-même influencée par des nombreux facteurs : la nature des granulats, la teneur en eau, la teneur en éléments fins, le type de compacteur, la vitesse d'avancement du compacteur, l'épaisseur de couches et les conditions d'accès de la zone à compacter.***

### **C) Reprises de bétonnage**

Une des caractéristiques principales d'un barrage en BCR est l'importance du nombre de reprises de bétonnage ou joints entre deux couches de BCR. Ces joints constituent des zones faibles en termes de résistance mécanique et de perméabilité. La qualité de l'adhérence entre les couches de BCR résulte de deux phénomènes : la liaison (chimique) par le liant et la

pénétration des granulats de la nouvelle couche sous la surface de la couche précédemment mise en place [ICOLD 2003b].

### Types de reprises de bétonnage

Les reprises sont classées en chaudes, froides et tièdes : [BaCaRa 1996], [ICOLD 2003b]

- Reprises chaudes : elles correspondent au cas du recouvrement de la couche sous-jacente avant prise de celle-ci. Il y a alors pénétration de granulats de la couche supérieure dans la couche inférieure et recomptage de cette dernière avant sa prise ;
- Reprises froides : elles correspondent au cas où le recouvrement a lieu après durcissement de la couche inférieure et où on peut enlever, par de l'eau ou de l'air sous pression, le mortier de surface sans déchausser les granulats. Les reprises froides ont lieu lorsque l'arrêt de la mise en place du BCR dure plusieurs jours (en fonction du type de liant et de la température ambiante) ;
- Reprises tièdes : elles se caractérisent par l'effet que l'arrêt de bétonnage est suffisamment long pour que les granulats de la couche supérieure ne puissent pas pénétrer dans la couche inférieure, mais trop court pour pouvoir enlever le mortier de surface sans déchausser les gros granulats et pour compacter la couche supérieure, sans endommager la couche inférieure qui se trouve à un stade avancé de la prise.

Le traitement de reprises consiste à :

- éliminer l'épaisseur de matériau dégradé en surface au moyen d'un balayage adapté de la surface (eau sous pression ou projection de sable humide), puis un nettoyage final et l'humidification de la surface avant la mise en place de la couche.
- ou à la mise en place d'un mortier ou d'un béton de liaison sur la surface de la couche et circonscrit à l'amont du barrage.

### Qualité des reprises de bétonnage

La qualité des reprises de bétonnage peut varier selon divers facteurs :

- le type de liant et son dosage ;
- l'âge de la couverture inférieure ;
- la température du BCR à la mise en place ;
- les modalités de compactage ;
- les conditions extérieures de mise en place (température, ensoleillement, vent, pluies) ;
- le mode de cure (continu ou séquentiel) ;
- la présence d'adjuvants retardateurs de prise ;
- la présence de ségrégation ;
- le niveau de dégradation de surface due aux circulations d'engins ;
- les arrêts de chantier programmés ou aléatoires.



### ***D) Réception du barrage***

La réception d'un barrage est basée sur les contrôles réalisés pendant la construction, mais également sur de contrôles complémentaires. Ainsi, des carottages sont réalisés dans le corps du barrage et peuvent être descendus jusqu'à la fondation.

Les carottes extraites font l'objet principalement d'essais de résistance à la compression et éventuellement de résistance à la traction du BCR en masse. Les zones de reprises de bétonnage font rarement l'objet d'essais de résistance mécanique spécifique.

Les forages permettent également la réalisation de mesures de perméabilité du corps du barrage.

### ***2.5.4 Exploitation et auscultation d'un barrage en service***

Les barrages sont des ouvrages conçus pour une très longue période d'exploitation (un siècle ou plus). Pendant cette période, le matériau est soumis à des phénomènes de vieillissement qui vont introduire une variabilité temporelle des propriétés. Pour suivre ces évolutions, le barrage fait l'objet d'un suivi d'auscultation régulier.

#### ***A) Facteurs de vieillissement***

Les barrages souffrent de dégradations avec le temps dues principalement à l'environnement (conditions atmosphériques, présence d'agents chimiques agressifs dans la retenue, nature de la fondation) et aux conditions d'utilisation (remplissages et vidanges successifs) [Peyras 2003]. Les mécanismes de vieillissement ont des évolutions différentes selon la nature du matériau et le processus de dégradation.

La percolation d'eau à travers le corps d'un barrage est le facteur principal de vieillissement. L'eau peut dissoudre des éléments du mortier dans le BCR. Il en résulte une perte de matières avec trois conséquences principales : (i) une diminution de la densité du matériau, (ii) une réduction de sa résistance mécanique et (iii) une perte d'étanchéité. Le mécanisme de dissolution s'autoaccélère : l'érosion chimique du matériau le rend plus perméable, ce qui augmente les percolations et la perte de matière. Après un certain temps, l'érosion mécanique par l'eau s'écoulant à travers les canalicules formés dans le corps du barrage s'ajoute à l'érosion chimique et peut conduire à une accélération de la dégradation [ICOLD 2000].

Le ruissellement d'eau sur le parement aval est un autre facteur de vieillissement, en particulier dans les climats froids où le gel risque de provoquer une détérioration rapide [ICOLD 2000].

D'autres facteurs de vieillissement concernent les revêtements amont : le gel-dégel, les gradients thermiques, les eaux pures, les sous-pressions, les UV.

Enfin, certains facteurs de vieillissement sont associés à des pathologies du béton, la plus connue étant l'alcali-réaction qui affecte de nombreux barrages-poids en béton dans le monde. Les faibles dosages en ciment et en eau rendent le BCR moins sensible à ce phénomène que le béton vibré classique [Godart *et al.* 1995].

**B) Auscultation des barrages-poids en BCR**

Les mesures d'auscultation sur les barrages en BCR portent sur : [BaCaRa 1996]

- les déformations et les déplacements de l'ouvrage et de sa fondation (topographie et nivellement, pendules directs et inversés, extensomètres, Vinchons, fissuromètres à corde vibrante, inclinomètres) ;
- les débits de fuites (mesure des débits aux sorties des drains) ;
- les sous-pressions (piézomètres et cellules de pression interstitielle) ;
- les températures (thermocouples) ;
- les accélérations (sismographie).

Les différentes mesures d'auscultation permettent de suivre le comportement du barrage, mais ne donnent pas directement d'information sur les propriétés mécaniques des matériaux. Seules les mesures des sous-pressions, fréquentes au contact béton-rocher et dans la fondation et plus rares dans le corps du barrage, renseignent directement sur l'action des sollicitations hydrauliques dans la structure.

**2.5.5 Synthèse : les sources de variabilité, les échelles spatiales de variabilité et les données disponibles****A) Sources de variabilité**

L'analyse de la technologie des barrages-poids en BCR a permis de rappeler que les joints de reprise de bétonnage entre les couches constituent les points faibles de la stabilité mécanique du corps d'un barrage-poids en BCR. La variabilité des propriétés de ces zones a pour origine les mêmes sources que celles qui touchent le BCR en masse, auxquelles s'ajoutent certaines sources spécifiques aux joints.

Cette analyse a également mis en évidence les différentes sources de variabilité et d'incertitude des propriétés de résistance. Nous pouvons les présenter en fonction des différentes phases de réalisation du barrage :

- composition du BCR : la teneur en liant, et à un moindre niveau, la teneur eau ;
- fabrication du BCR : le malaxage ;
- transport, mise en place : le compactage du BCR, l'exécution des reprises de bétonnage, la ségrégation, l'épaisseur des couches ;
- les facteurs d'environnement : les conditions atmosphériques, les arrêts de chantiers.

La plupart de ces sources de variabilité font l'objet de spécifications techniques détaillées établies lors des études de conception et des planches d'essai : composition du BCR, modalité de transport du matériau, protocole de compactage, etc. Ces spécificités techniques permettent dans une certaine mesure de contrôler la variabilité des sources.

En revanche, d'autres facteurs s'avèrent aléatoires : les conditions atmosphériques, les arrêts de chantier, le facteur humain.

Les principales sources de variabilité temporelle des propriétés du BCR sont liées au vieillissement des matériaux : principalement la percolation, et à un moindre niveau, le gel-dégel, l'alcali-réaction, etc.

### ***B) Les échelles spatiales de variabilité***

L'analyse technologique de la construction des barrages poids en BCR montre qu'ils sont construits par couches de quelques décimètres d'épaisseur, chaque couche étant réalisée généralement avec la même gâchée de béton BCR et dans la même unité de temps. Il s'en suit que la variabilité des résistances doit être appréhendée à différentes échelles spatiales, notamment l'échelle de la couche.

### ***C) Les données disponibles***

Les données disponibles sur les propriétés des matériaux proviennent de la phase de conception (essais de convenance et planches d'essais), de la phase de construction (contrôle en centrale de fabrication, contrôle de mise en place et contrôle de réception) et pendant la vie en service du barrage (mesures d'auscultation)

Concernant les propriétés du BCR, les essais réalisés sont principalement de trois types :

- des mesures de densité du BCR provenant du contrôle de compactage : environ 1 essai tous les 600 m<sup>2</sup>, ce qui se traduit généralement en une dizaine d'essais par couche ;
- des essais de résistance à la compression : ils sont réalisés principalement en centrale de fabrication ou sur carottes extraites du corps du barrage, ce qui conduit généralement à 1 ou 2 essais par couche de BCR ;
- des essais de résistance à la traction : ils sont réalisés principalement en laboratoire et rarement sur carottes, ce qui conduit à 1 essai pour quelques couches du barrage ;
- des essais de résistance au cisaillement : ils sont rarement réalisés, ce qui conduit, dans les meilleurs des cas, à quelques unités d'essais sur l'ensemble du barrage.

Les essais de contrôle de compactage et de mesure de teneur en eau visent à contrôler la densité du matériau mis en œuvre. Ils sont réalisés en grande quantité et l'analyse de leur variabilité spatiale par une analyse statistique est possible.

Les essais de résistance à la compression, à la traction et de cisaillement renseignent, quant à eux, sur l'incertitude des résistances mécaniques du BCR en masse. Ces essais sont réalisées de façon très limitée et ponctuelle et ne permettent pas l'analyse statistique de la variabilité spatiale de ces propriétés. Enfin, les essais de résistance à la traction et au cisaillement ne sont réalisés que très rarement sur les reprises de bétonnage du BCR.

### 3 La justification des barrages-poids

Ce chapitre présente les pratiques relatives à la prise en compte de la sécurité, à l'évaluation des actions, des résistances des matériaux et des états-limites pour la justification de la stabilité des barrages-poids. L'objectif de ce chapitre consiste à identifier les acquis et les verrous à lever pour une démarche probabiliste d'évaluation de la sécurité structurale des barrages-poids.

#### 3.1 Format de la prise en compte de la sécurité dans les pratiques

##### 3.1.1 *La particularité de la justification des barrages dans le génie civil*

Historiquement dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages particuliers et sont restés à l'écart des règlements appliqués au bâtiment, aux ponts et aux ouvrages d'art de façon générale. Ainsi, les Directives communes de 1979, qui fixent en France le format général des justifications à mettre en œuvre dans les divers fascicules du CCTG, précisent en introduction que leurs modalités d'application doivent être adaptées, modifiées et complétées lorsqu'il s'agit de constructions qui posent des problèmes spécifiques, comme les barrages. De façon analogue, le fascicule 62 titre V s'applique aux ouvrages fondés sur des sols en situation d'équilibre hydrostatique ; de fait, les barrages qui sont le siège de forts gradients hydrauliques dans les fondations et les structures, ne rentrent pas dans son champ d'application [Peyras *et al.* 2006].

L'arrivée progressive des normes européennes (les Eurocodes) dans le calcul des constructions n'a pas fait évoluer significativement la doctrine en matière de justification des barrages. En effet, si rien ne s'oppose en théorie à l'utilisation des Eurocodes pour le calcul des barrages, l'EN 1990 – bases du calcul – indique en introduction que pour le calcul d'ouvrages spéciaux (installations nucléaires, barrages, etc.), d'autres dispositions que celles des EN 1990 à 1999 peuvent être nécessaires. De fait, la collection des Eurocodes ne constitue pas des règles de calcul intégrées pour les barrages [Peyras *et al.* 2006].

Toutefois l'Eurocode 7 (EN 1997-1 : Règles Générales) introduit des états-limites que l'on retrouve dans les calculs des barrages en remblai : gradient critique, suffusion, renard hydraulique... mais restreint son champ d'application aux seuls petits barrages, excluant de fait les ouvrages courants. En pratique, on retient qu'aujourd'hui aucun bureau d'ingénierie n'utilise en France les Eurocodes pour la justification des barrages. Cette spécificité des barrages dans le génie civil trouve plusieurs origines : [Peyras *et al.* 2004]

- des ouvrages souvent de grande taille, à caractère unique et induisant des risques technologiques forts ;
- des fondations souvent complexes, toujours uniques, avec des propriétés mécaniques propres ; de fait, le jugement de l'expert est primordial dans leurs justifications ;
- la présence de forts gradients hydrauliques déstabilisateurs, jouant sur la durabilité de l'ouvrage et susceptibles de modifier les propriétés des matériaux.

### 3.1.2 Les pratiques déterministes en France et à l'international

Parce que les barrages sont restés à l'écart des règlements semi-probabilistes du génie civil, la sécurité dans les justifications en France est prise en charge, jusqu'à une date récente, de façon déterministe, selon le principe de la contrainte admissible. Ce constat peut être généralisé aux pratiques internationales [CFGB 2002].

Le principe déterministe est le suivant : le projeteur s'attache à vérifier que les contraintes développées dans la structure  $\sigma (\Sigma F_i)$ , sous l'effet d'une combinaison d'actions choisie de façon plus ou moins sécuritaire, restent inférieures à la contrainte maximale admissible, c'est-à-dire la contrainte de rupture du matériau ( $f$ ) divisée par un coefficient global de sécurité  $\gamma$ . L'équation de la sécurité, ou condition d'état-limite, s'écrit alors :

$$\sigma (\Sigma F_i) < f / \gamma \quad (3.1)$$

Par ailleurs, il n'existait pas, jusqu'à une date récente, de cadre réglementaire formel pour la justification des barrages en France. Le calcul de ces ouvrages relève de recommandations, dont les plus utilisées sont des guides français tels que [Rolley *et al.* 1989] et [Degoutte 2002], mais aussi des guides étrangers comme [USBR 1987] et [USACE 1995]. A côté de ces recommandations, certains bureaux d'ingénierie ont établi leurs propres règles internes, à l'instar d'EDF ou du bureau Coyne et Bellier. Nous n'établissons pas ici de synthèse de ces pratiques et nous renvoyons le lecteur intéressé à [CFGB 2002].

Cette absence de cadre formel se traduisait jusqu'à une date récente par des hétérogénéités dans la pratique française, mais aussi à l'international, que l'on constatait à toutes les étapes du calcul des barrages : actions et niveaux de charge, choix des résistances, expression des états-limites et des conditions d'états-limites.

### 3.1.3 Des recommandations récentes semi-probabilistes aux états-limites

Les méthodes semi-probabilistes constituent un compromis entre l'approche déterministe et l'approche probabiliste. Sur la base d'une méthodologie probabiliste, elles introduisent une part déterministe, prise en compte par des coefficients partiels qui couvrent l'incertitude sur la connaissance des paramètres aléatoires, et une part statistique prise en compte par la définition statistique des valeurs représentatives des principaux paramètres auxquels s'appliquent les coefficients partiels [Calgaro 1996]. L'équation de la sécurité, ou condition d'état-limite, s'écrit alors :

$$\sigma (\Sigma F_i / \gamma_F) < \gamma_d . R_k / \gamma_m \quad (3.2)$$

où :

- $\sigma$  : contraintes développées dans la structure,
- $F_i$  : actions considérées,
- $R_k$  : valeur caractéristique des paramètres de résistance du matériau,
- $\gamma_F$  : coefficients partiels appliqués aux actions,
- $\gamma_m$  : coefficients partiels appliqués aux résistances,
- $\gamma_d$  : coefficient partiel du modèle lié à l'état-limite.

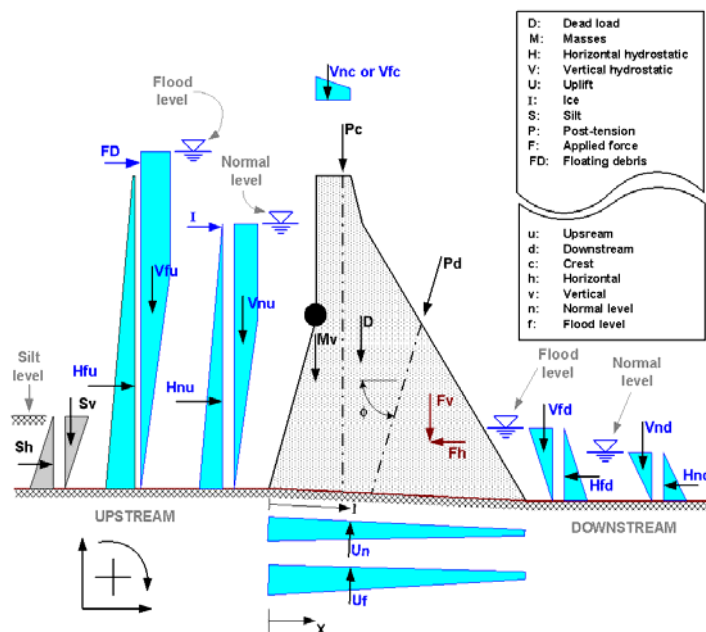
En 1999, le Comité Français des Grands Barrages (CFGB) a engagé une recherche pour, d'une part homogénéiser les pratiques françaises en matière de justification des barrages-poids, d'autre part poser les bases d'une méthode de calcul aux états-limites. Cette recherche a réuni des représentants de l'ingénierie française et d'organismes nationaux du domaine des barrages. Ce travail a été conduit en deux phases : après une première recherche prospective [CFGB 2002], une méthode opérationnelle semi-probabiliste aux états-limites pour la justification des barrages poids a été développée [CFBR 2006].

La méthode semi-probabiliste aux états-limites [CFBR 2006] développée a recherché la meilleure équivalence entre les niveaux de sécurité de la méthode semi-probabiliste et ceux résultant des anciennes pratiques déterministes [Kovarik 2000]. Pour ce faire, la calibration des coefficients de modèle  $\gamma_d$  est réalisée par référence aux pratiques déterministes de vérification, de manière à s'éloigner le moins possible – en moyenne – des dimensionnements classiques.

Dans la suite du rapport, nous nous basons sur ce travail [CFBR 2006], devenu le standard des pratiques françaises, pour établir une synthèse des justifications des barrages-poids.

### 3.2 Evaluation des actions

Les principales actions intervenant dans la stabilité mécanique statique d'un barrage-poids sont le poids propre, la poussée hydrostatique amont et aval et les sous-pressions (Figure 3-1). Elles sont traitées dans les paragraphes suivants.



**Figure 3-1 : Actions élémentaires intervenant dans la stabilité statique d'un barrage-poids [Leclerc et al. 2001].**

Dans certains cas, il est nécessaire de prendre en compte l'action des séismes, des tirants d'ancrage, d'une recharge aval, de la poussée de glaces, la poussée des sédiments, de l'impact de corps flottants, l'action hydrostatique aval et le poids de l'eau se déversant sur le parement aval. Pour plus de détails sur ces actions moins fondamentales dans les cas de barrages courants, nous renvoyons le lecteur intéressé à [CFBR 2006].

### 3.2.1 *L'action du poids propre*

Le poids du barrage est représenté par une force verticale appliquée au centre de gravité. L'intensité du poids propre prend en compte la surface du profil étudié et le poids volumique des matériaux du barrage. Le calcul est conduit à partir des dessins et des coupes du projet et en prenant en compte la surface du profil étudié, le poids volumique des matériaux du barrage et le poids des équipements fixes.

Pour les barrages-poids en béton, la valeur moyenne du poids propre des structures est connue avec une bonne précision. A titre illustratif et selon le type de béton, les valeurs moyennes du poids volumique ( $\gamma$ ) varient dans les plages suivantes : [CFBR 2006]

- BCV :  $\gamma = 23,5$  à  $24,5 \text{ kN/m}^3$
- BCR riche :  $\gamma = 23,5$  à  $24,5 \text{ kN/m}^3$
- BCR maigre :  $\gamma = 21$  à  $23 \text{ kN/m}^3$

Le poids est éventuellement majoré par celui des superstructures (parapets, chaussées,...) mais cette correction est, la plus part du temps, négligeable. La différence entre le poids réel du barrage et la valeur considérée dans les calculs dépend de la variabilité de la densité du matériau utilisé dans le corps du barrage, des différences géométriques et des configurations du profil en travers et longitudinal (présence de galeries, drains, conduites et installations diverses).

### 3.2.2 *Poussée hydrostatique amont*

#### *A) Principes du calcul de la poussée hydrostatique amont*

Le principe de calcul de l'action de l'eau de la retenue revient à un calcul de poussée hydrostatique agissant contre le parement amont. Le calcul de l'intensité de la poussée hydrostatique fait intervenir le poids volumique de l'eau. Ce dernier est généralement pris égal à  $9,81 \text{ kN/m}^3$  pour l'eau claire, mais des valeurs supérieures peuvent être adoptées dans des cas d'écoulements fortement chargés.

Les principales incertitudes relatives au calcul de l'action de l'eau portent sur la hauteur de la retenue en cas d'occurrence d'une crue : forme de la crue (hydrogramme de crue), niveau initial de la retenue au moment du début de la crue, fonctionnement des évacuateurs de crues et laminage des crues.

Dans les pratiques actuelles, on calcule l'intensité de la poussée hydrostatique pour chaque situation de projet correspondant à un niveau de remplissage de la retenue. Deux valeurs de la hauteur de la retenue sont considérées :

- le niveau de retenue normale (noté **RN**) : il s'agit du niveau maximal que peut atteindre la retenue en période normale d'exploitation, c'est-à-dire hors des périodes de crues ;
- le niveau des Plus Hautes Eaux (**PHE**) : il s'agit du niveau maximal d'eau envisagé dans la retenue qui fixe l'intensité maximale de l'action de l'eau. Le niveau d'eau est atteint pour une crue exceptionnelle appelée *crue de projet*. Cette dernière fait l'objet d'une étude hydrologique qui sert au dimensionnement des organes d'évacuation des crues.

La démarche actuelle en ingénierie pour la détermination de la cote des PHE consiste donc à :

- déterminer la crue de projet, représentée par un hydrogramme de crue, à partir d'une étude hydrologique ;
- réaliser un calcul hydraulique dans lequel on prend en compte le laminage de la crue par la retenue et la capacité des évacuateurs de crue.

### ***B) Détermination de la crue de projet***

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisies de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion et de ses conséquences. Cette crue de projet est déterminée à partir d'une étude hydrologique pour le bassin versant du barrage. Diverses méthodes répondant à différentes approches existent [ICOLD 1992].

Un premier ordre de grandeur pour l'évaluation des crues extrêmes peut être obtenu à partir des méthodes basées principalement sur les débits de crue observés. Les principales méthodes complètes pour l'évaluation des crues extrêmes sont de type hydrométéorologique et associent l'information pluviométrique à la connaissance des débits de crue. De type déterministe ou probabiliste, on commence par une étude des pluies et on fait appel à une méthode de transformation de pluies en débits de crue [ICOLD 1992] :

- Etude des pluies : basée principalement sur les statistiques des pluies maximales annuelles et des hyétogrammes (histogramme des hauteurs de pluies horaires en fonction du temps), et dans quelques cas par une approche physique ;
- Transformation pluie-débit : elle consiste à calculer au mieux la valeur du débit maximal (voire de tout l'hydrogramme) engendré par une pluie donnée. On rencontre des méthodes analytiques telles que la méthode de l'hydrogramme unitaire, des méthodes conceptuelles et des méthodes numériques.

La crue de projet est ainsi représentée par un hydrogramme de crue. Parmi les différentes méthodes d'évaluation des crues extrêmes, nous présentons dans notre rapport des méthodes empiriques, la méthode de la Pluie/Crue Maximale Probable (PMP/PMF), la méthode probabiliste du Gradex et les méthodes probabilistes basées sur des simulations stochastiques.

Par ailleurs, il existe d'autres méthodes hydrologiques, la plupart constituant une sophistication des principes des méthodes précédentes. Indiquons notamment les méthodes probabilistes dérivées de celle du Gradex telles que la méthode SPEED, la méthode AGREGGE ou la méthode du Shadex, etc. Nous ne détaillons pas ces méthodes dans notre rapport car elles ne présentent pas un intérêt direct pour notre travail et nous renvoyons le lecteur intéressé à [ICOLD 1992], [CFGB 1994], [Degoutte 2002].

#### Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont de la forme suivante [Degoutte 2002] :

$$Q(T) = a S^b \quad (3.3)$$

- $Q(T)$  est le débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) de pointe relatif à la période de retour  $T$  ;
- $S$  est la superficie du bassin versant ( $\text{km}^2$ ) ;
- $a$  et  $b$  sont des coefficients fonction de la période de retour  $T$ .



Ces formulations découlent de synthèses régionales. Le coefficient  $a$  est lié au régime pluviométrique et à l'aptitude au ruissellement du bassin. Le coefficient  $b$  est un exposant généralement compris entre 0,7 et 0,8. Il tient compte en fait de l'abattement des pluies, ce qui résout implicitement le problème de la dimension spatiale des zones de précipitations intenses, et de l'écèlement du débit dans le réseau hydrographique.

***Les formules empiriques régionalisées ne prétendent pas se substituer à une étude hydrologique. Elles permettent de donner un ordre de grandeur des débits et leur utilisation doit être limitée en conséquence.***

#### Méthode de la Pluie/Crue Maximale Probable (PMP/PMF)

Dans le cas de fortes exigences en matière de sécurité, certaines écoles hydrologiques pensent qu'il est difficile de raisonner en termes de probabilité et proposent d'utiliser les méthodes déterministes PMP/PMF (Probable Maximum Précipitation/Probable Maximum Flood) comme norme de référence. Ces méthodes déterministes cherchent à définir une Pluie Maximale Probable unique, puis à la transformer en une Crue Maximale Probable.

Dans ces pratiques, on définit une PMP comme étant théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée, qui est physiquement possible sur une surface donnée, dans un site géographique particulier et à une certaine époque de l'année [ICOLD 1992].

Le calcul de la PMP prend en compte la maximisation de l'humidité de l'air, la répartition spatiale de cette humidité, la maximisation de la vitesse du vent, les effets de barrière tels que le relief, et leur répartition dans le temps et dans l'espace. Quand on ne dispose pas des données météorologiques, on estime la PMP comme étant la somme de la moyenne de l'échantillon des valeurs maximales annuelles observées, et de l'écart type du même échantillon multiplié par un coefficient (de l'ordre de 15) [ICOLD 1992].

La PMF correspond à la situation de ruissellement maximal qui résulterait de la combinaison la plus sévère des conditions hydrométéorologiques raisonnablement envisageables sur le bassin versant considéré [ICOLD 1992]. Le calcul de la PMF est réalisé à partir de la PMP à partir d'une procédure analytique de transformation en hydrogramme de crue.

***En synthèse, la méthode déterministe PMP/PMF est une méthode déterministe de détermination de la crue de projet. De fait, sa formulation est peu intéressante dans notre objectif de modélisation dans un cadre probabiliste des sollicitations.***

#### Méthode probabiliste : la méthode du Gradex

La méthode du Gradex, développée par EDF pour la sécurité des grands barrages, est la méthode la plus couramment utilisée en France pour l'estimation des débits de fréquence rare et exceptionnelle [CFGB 1994]. La méthode utilise l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits.

Cette méthode repose sur trois hypothèses : [CFGB 1994]

- **Hypothèse relative aux pluies :**

La fréquence  $F(P)$  des précipitations ( $P$ ) est à décroissance exponentielle simple :

$$\ln [1 - F(P)] = -P / a + \text{constante} \quad (3.4)$$

Dans cette expression,  $a$  représente le gradex des pluies extrêmes annuelles. Il correspond à la pente de la loi de probabilité sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour. De cette hypothèse, on en déduit que la fonction de répartition asymptotique des précipitations maximales annuelles est la loi de Gumbel :

$$FA(P) = \exp[-\exp(-(P - P_0) / a)] \quad (3.5)$$

où  $P_0$  est le mode ou le paramètre de position.

Cette propriété permet de calculer de façon simple, sur le graphique de Gumbel, une estimation des précipitations extrêmes annuelles pour des périodes de retour,  $T$ , comprises entre 10 et 10000 ans :

$$P = a \times \ln T + P_0 \quad (3.6)$$

#### - Hypothèse sur la rétention limite :

Lorsque l'on approche de la saturation du bassin versant en cours d'averse, tout accroissement de pluie,  $dP$ , tend à produire un accroissement de volume écoulé,  $dQ$ , équivalent. Ainsi on démontre que le comportement asymptotique de la loi de probabilité du volume de crue est le même que celui des pluies extrêmes. Cette hypothèse se traduit, sur le graphique de Gumbel (Figure 3-2), par le parallélisme des droites asymptotes des pluies extrêmes  $P$  et des volumes de crue  $Q$ .

#### - Hypothèse sur l'invariance de l'hydrogramme unitaire :

La dernière hypothèse repose sur le principe d'invariance de l'hydrogramme unitaire quelle que soit l'importance des pluies. Pour passer de la loi de probabilité du débit moyen  $Q$  en  $t$  heures à celle du débit de pointe  $Q_i$ , on lui applique le rapport  $r = Q_i / Q$  qui est indépendant du débit et dont la valeur moyenne est déterminée à partir du plus grand nombre d'hydrogrammes disponibles. On déduit alors la distribution des valeurs extrêmes du débit de pointe,  $G'(Q_i)$ , de celle des débits moyens en  $t$  heures,  $G(Q)$ , par une simple affinité de valeur  $r$  (Figure 3-2).

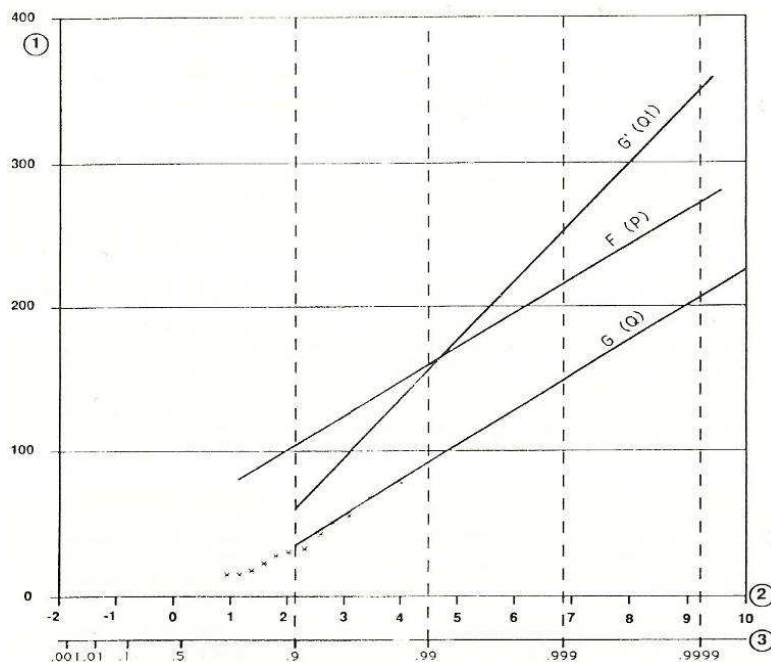


Figure 3-2 : Principe de la méthode du Gradex [CFGB 1994].

La méthode est applicable pour des bassins versants dans une large gamme de superficies : de 10 à 10 000 km<sup>2</sup>.

***La méthode du Gradex est la méthode la plus utilisée en France. Elle est basée sur une démarche probabiliste basée sur l'analyse statistique d'analyse des pluies et des débits. Elle aboutit à un unique hydrogramme de projet associé à une période de retour.***

#### Méthodes de simulation stochastique – La méthode SHYPRE

Il existe dans la littérature diverses méthodes hydrologiques probabilistes basées sur les techniques de simulation : [Eagleson 1972], [Shen *et al.* 1990], [Cadavid *et al.* 1991], [Blazkova *et al.* 1997]. Parmi ces méthodes, la méthode probabiliste SHYPRE (Simulated HYdrographs for flood PRObability Estimation) développée par le Cemagref permet de rendre compte de la diversité des scénarios de crue [Arnaud *et al.* 2002]. Elle est basée sur un générateur stochastique de pluies, couplé à un modèle pluie-débit, permettant la simulation de multiples scénarios hydrologiques associés à de multiples fréquences. La méthode SHYPRE associe donc deux modèles :

- un générateur stochastique de pluies (hyétogrammes) ;
- un modèle de transformation de pluies en débits de crue.

*La génération stochastique de pluies* est basée sur une analyse descriptive des événements pluvieux. Un épisode pluvieux est considéré comme une succession, à l'échelle horaire, de périodes pluvieuses et sèches.

Les hyétogrammes (représentation, sous forme d'histogramme, de l'intensité d'une pluie en fonction du temps) sont modélisés à partir de 8 variables aléatoires descriptives du signal temporel des pluies : le nombre moyen d'événements pluvieux par an, le nombre de périodes pluvieuses par épisode, le nombre d'averses dans une période pluvieuse, la durée et le volume de chaque averse ainsi que la durée sèche qui sépare l'averse de la prochaine, la position relative du maximum et le ratio entre l'intensité maximale et l'intensité moyenne de chaque averse.

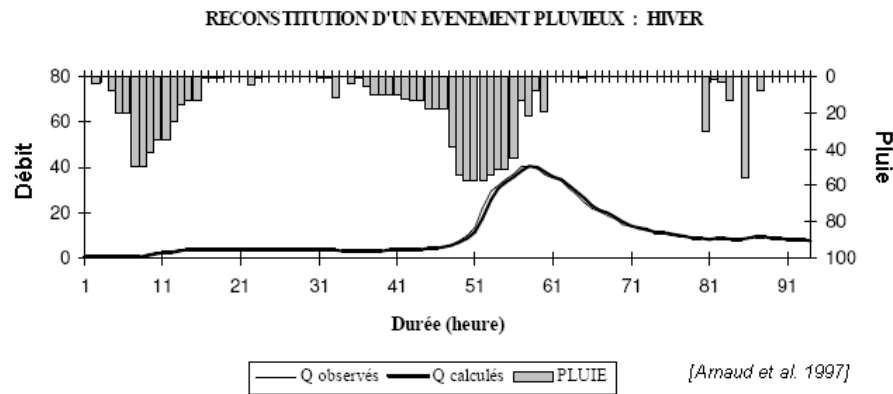
Chacune de ces variables est caractérisée par une loi de probabilité ajustée sur des observations issues de l'analyse des enregistrements pluviographiques. Une régionalisation des paramètres de ces lois a été réalisée sur le territoire français et permet d'estimer les paramètres à utiliser pour modéliser des pluies horaires en tout point du territoire.

Par simulation stochastique, le générateur fournit donc des hyétogrammes de diverses formes, à un pas de temps horaire. La validation du modèle des pluies se fait sur des variables n'ayant pas servi lors de la génération des pluies (hyétogrammes)

*La transformation de pluies en débits de crue* est réalisée par le modèle pluie-débit qui permet de transformer les hyétogrammes simulés en hydrogrammes de crue. Il comporte deux paramètres :

- le premier paramètre est représentatif de l'humidité du sol et de sa perméabilité. Il fixe la transformation de la pluie brute en pluie nette participant à l'écoulement ;
- le deuxième représente le temps de réponse du bassin versant. Plus le temps de réponse du bassin est faible et plus les hydrogrammes sont pointus (débit de pointe élevé et durée courte). A l'inverse, plus le temps de réponse est grand, plus le temps de réponse du bassin est long et plus les hydrogrammes sont de forme aplatie.

Les hyétogrammes ayant une forme variée, la méthode SHYPRE va donc générer des hydrogrammes de formes également variées (Figure 3-3)



**Figure 3-3 : Exemple d'un hyétogramme (pluie) et d'un hydrogramme (crue) généré par SHYPRE [Arnaud et al. 1997].**

L'intérêt de la méthode SHYPRE pour la modélisation probabiliste du niveau de la retenue en crue est double :

- sa capacité à générer des scénarios hydrologiques, proches de la réalité des événements hydrologiques observés et rendant compte de leur variabilité. En effet, le respect des distributions de fréquences des pluies et débits maximums de différentes durées garantit le respect de la structure temporelle des phénomènes modélisés. Les hyétogrammes et les hydrogrammes simulés sont de formes variées, pouvant en particulier comporter plusieurs pics de crue lors d'un événement hydrologique ;
- il s'agit d'une méthode par simulation fournissant une information temporelle complète (hydrogrammes) permettant le couplage avec d'autres variables aléatoires difficiles à probabiliser (par exemple la cote de la retenue au moment du déclenchement d'un événement pluvieux), et permettant l'utilisation de calculs déterministes tels que le calcul de la capacité hydraulique d'un évacuateur de crues ou encore le calcul du laminage de la crue par la retenue.

Toutefois, les méthodes probabilistes basées sur des simulations stochastiques d'événements hydrologiques sont récentes et peu utilisées dans l'ingénierie.

### Synthèse

*Nous avons vu les principes de base de l'hydrologie et nous avons développé les principales familles de méthodes hydrologiques pour la détermination des crues. Il apparaît que les méthodes probabilistes stochastiques sont particulièrement pertinentes pour notre recherche ; en effet, elles permettent la simulation stochastique de scénarios de crue et peuvent donc être utilisées dans le cadre de la modélisation probabiliste des sollicitations.*

### **C) Laminage des crues par la retenue – capacité des évacuateurs de crues**

Le laminage d'une crue dans un barrage correspond à l'amortissement de celle-ci grâce au stockage temporaire d'une partie de son volume dans le réservoir artificiel créé par la retenue du barrage. Le but de l'étude du laminage est de déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, en tenant compte des trois facteurs suivants : [Degoutte 2002]

- la forme de la crue arrivant sur la retenue, à savoir l'hydrogramme de la crue (débit de crue en fonction du temps) ;
- la capacité hydraulique du dispositif d'évacuation des crues (relation hauteur-débit des évacuateurs de crues) ;
- les caractéristiques géométriques propres à la retenue (relation hauteur-volume de la cuvette).

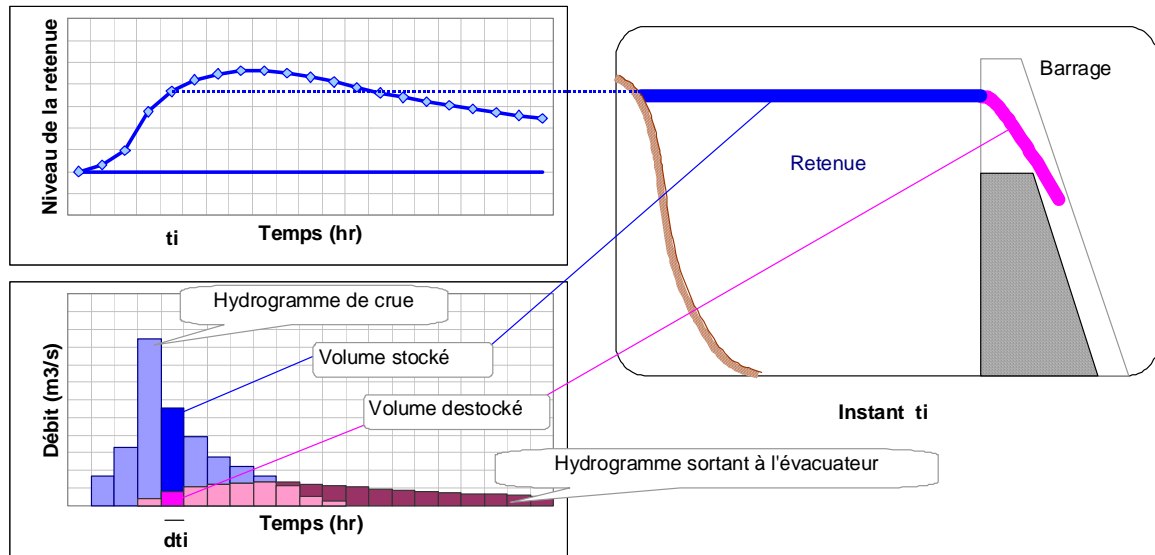


Figure 3-4 : Laminage d'une crue par la retenue d'un barrage.

Le laminage de la crue par la retenue est calculé par l'équation différentielle suivante :

$$Qp(t) dt = Qs(z) dt + A(z) dz \quad (3.7)$$

$t$  : temps ;

$z$  : cote du plan d'eau ;

$Qp$  : débit de pointe de la crue entrant dans la retenue ;

$Qs$  : débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue ;

$A(z)$  : Aire du plan d'eau à la cote  $z$ .

Cette équation traduit la conservation du volume : chaque volume élémentaire entrant dans la retenue est égal à la somme du volume élémentaire sortant par le déversoir et du volume élémentaire stocké dans la retenue (Figure 3-4).

#### Prise en compte des caractéristiques hydrauliques de l'évacuateur de crues

Le calcul du laminage d'une crue dépend en grande partie du ou des évacuateurs de crues équipant le barrage étudié. Les évacuateurs de crues peuvent être classés selon leur type de fonctionnement hydraulique, en deux groupes : (Figure 3-5)

- évacuateurs de surface : déversoir, pertuis de surface vanné ;
- évacuateurs en charge : pertuis de fond.

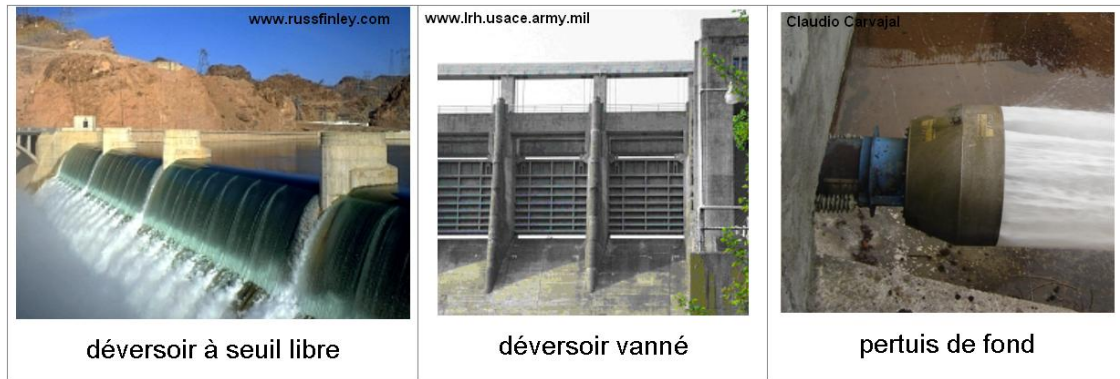


Figure 3-5 : Exemple de déversoirs à seuil libre, vanné et de pertuis de fond.

#### *Calculs hydrauliques des évacuateurs de surface*

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débite directement dans un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière aval et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie de l'écoulement. Le débit d'un déversoir linéaire en écoulement dénoyé est calculé par la formule suivante : [Rolley *et al.* 1989]

$$Q_s = \mu \cdot (2g)^{1/2} L \cdot H^{3/2} \quad (3.8)$$

Avec :

- $L$  : longueur déversante ;
- $H$  : charge sur le déversoir ;
- $\mu$  : coefficient de débit qui dépend notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H$  et de la forme de la crête du déversoir (entre 0,30 et 0,45).

#### *Calculs hydrauliques des évacuateurs en charge*

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive. Le débit d'un évacuateur en charge peut être estimé approximativement dans la section  $S$  de la conduite par la formule suivante : [Rolley *et al.* 1989]

$$Q_s = C \cdot S (2 \cdot g \cdot H_s)^{1/2} \quad (3.9)$$

Avec :

- $C$  : coefficient dépendant de la géométrie de l'orifice ;
- $S$  : section de la conduite ;
- $H_s$  : charge disponible en  $S$ .

#### Prise en compte de la géométrie de la retenue

Le calcul du laminage d'une crue dépend également de la géométrie de la retenue. En effet, selon la forme de la retenue, la relation entre le volume et la cote de la retenue varie. Un exemple de courbe reliant le volume d'eau dans la retenue à la cote du plan d'eau est donné dans la Figure 3-6.

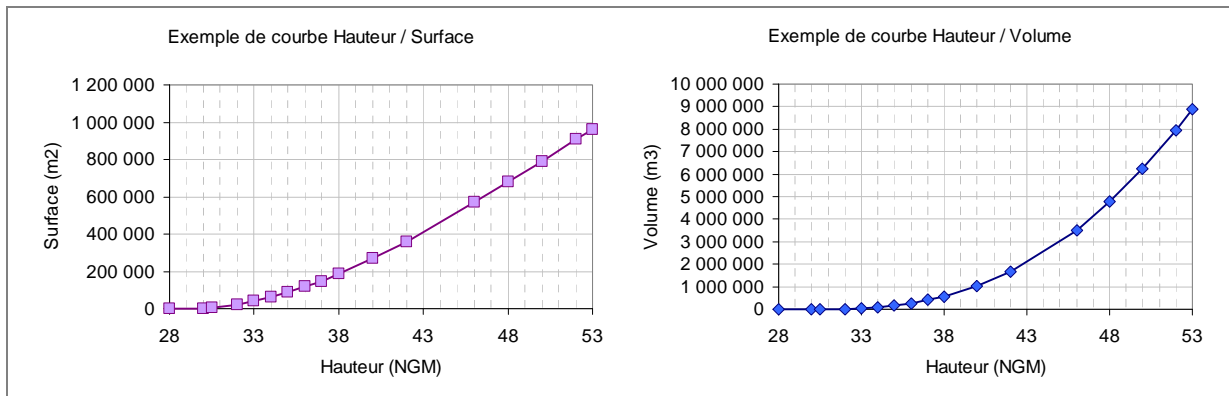


Figure 3-6 : Exemple de courbe hauteur-surface et hauteur-volume de la retenue d'un barrage.

La pratique classique des calculs hydrauliques part de l'hypothèse que la crue de projet survient alors que la retenue se situe à sa cote normale d'exploitation [ICOLD 1992]. Cette hypothèse constitue une simplification de la réalité du fonctionnement du niveau de la retenue d'un barrage. En effet, la retenue d'un barrage peut connaître des marnages importants, liés à son usage et à son exploitation. Les crues les plus importantes sont alors susceptibles de se produire lorsque la retenue n'est que partiellement remplie ce qui aura un effet d'amortissement favorable. A contrario, les crues peuvent aussi se produire alors que la retenue se situe à une cote supérieure à la cote normale d'exploitation.

#### D) Synthèse sur l'action de la poussée hydrostatique amont

*Le niveau des PHE constitue une des principales variables aléatoires qui fixe la poussée hydrostatique et qui conditionne donc la sécurité d'un barrage. Cette variable est liée à différents facteurs explicatifs, d'une part aléatoires, tels que les crues dans le bassin versant, d'autre part déterministes, tels que la géométrie de l'ouvrage, la géométrie de la cuvette et la gestion de la retenue par l'exploitant. Dans une démarche d'ingénierie classique, le niveau des PHE est obtenu à partir de deux hypothèses fortes [ICOLD 1992] :*

- *Hypothèse 1 : la sollicitation hydraulique maximale envisagée est fixée par une crue exceptionnelle dite crue de projet. Cette dernière est représentée par un unique hydrogramme de projet. Cet hydrogramme de projet couvre tous les événements hydrologiques envisageables ou envisagés jusqu'à un certain niveau de sécurité que le concepteur s'est fixé, susceptibles de se produire sur le site du barrage ;*
- *Hypothèse 2 : la crue de projet précédemment déterminée survient alors que la retenue se situe à sa cote normale d'exploitation. En connaissance des caractéristiques du dispositif d'évacuation des crues, on obtient alors la cote des PHE, les calculs hydrauliques pouvant également intégrer un laminage de la crue de projet par la retenue.*

*Cette analyse met en évidence les limites des pratiques actuelles vis-à-vis d'un objectif de démarche probabiliste : 1/ l'intensité maximale de l'action de l'eau est fixée par une cote unique ; 2/ les hypothèses associées à la prise compte de cette intensité maximale sont discutables : non intégration de la variabilité de la retenue, les principales méthodes hydrologiques utilisées dans les pratiques ne prennent pas en compte la variabilité des scénarios de crues. Les constats sur les méthodes de détermination de la crue de projet et sur la variabilité du niveau de la retenue mettent en évidence la difficulté d'obtenir une distribution de probabilité pertinente pour le niveau de la retenue d'un barrage en période de crue.*

### 3.2.3 L'action des sous-pressions.

Le corps du barrage et sa fondation ne sont pas totalement étanches. Ils sont soumis à des écoulements, sous l'effet de la différence de pression hydrostatique entre l'amont et l'aval. On obtient ainsi une pression hydrostatique qui règne dans le corps du barrage et au contact avec la fondation.

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant dans le corps du barrage, dans l'interface barrage-fondation et dans les fondations. Ce diagramme dépend des niveaux d'eau amont et aval, des conditions de perméabilité dans le massif concerné et des dispositifs éventuels destinés à réduire les sous pressions. Le diagramme des sous pressions fixe l'intensité de l'action des sous-pressions s'appliquant, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage-fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations.

Les incertitudes sur l'intensité des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.).

Ce paragraphe présente les principaux critères pour l'estimation du diagramme des sous pressions [CFBR 2006] qui seront retenus dans le reste du rapport.

#### A) Absence de dispositifs de rabattement des sous-pressions

Lorsque le barrage ne dispose pas de dispositif de rabattement des sous-pressions, il existe deux situations pour l'estimation des diagrammes des sous-pressions : avec et sans fissures (Figure 3-7). En absence de fissures, la sous-pression varie de façon linéaire entre la pression hydrostatique amont et la pression hydrostatique aval (diagramme A). En cas de fissuration, [CFBR 2006] considère généralement la pleine sous-pression à l'amont de la fissure, et puis un décroissement linéaire jusqu'au niveau hydrostatique aval (diagramme B).

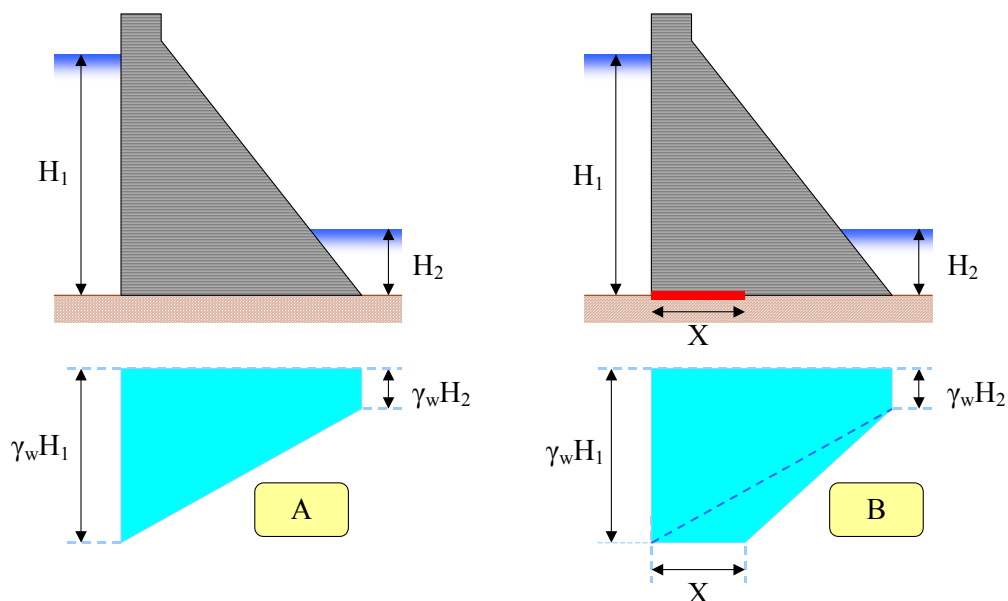


Figure 3-7 : Diagrammes de sous-pressions – absence de dispositif de drainage.



### B) Prise en compte du dispositif de rabattement des sous-pressions

Diverses possibilités existent pour l'estimation du diagramme des sous-pressions lorsque le barrage est muni d'un dispositif de rabattement des sous-pressions (Figure 3-8). Elles dépendent de la distance  $D$  des drains par rapport au parement amont et de la longueur  $X$  de la fissure.

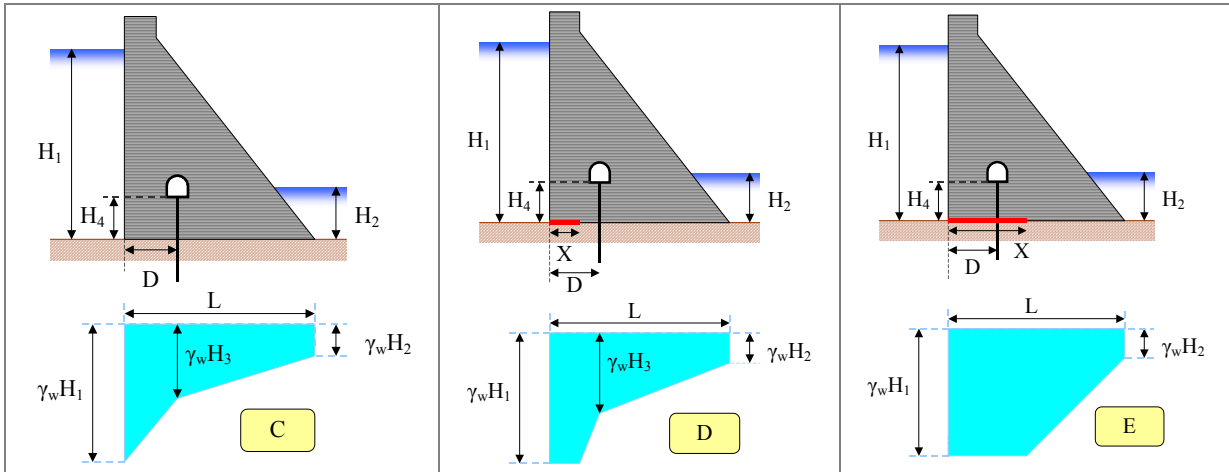


Figure 3-8 : Diagrammes de sous-pressions – présence d'un dispositif de drainage.

La Figure 3-8 présente les diagrammes de sous-pressions adoptés i) lorsque le barrage dispose d'un dispositif de drainage et lorsqu'il n'y a pas de fissuration (Diagramme C), ii) lorsqu'il y a une fissure qui ne dépasse pas le voile de drainage (Diagramme D) et iii) lorsqu'il y a une fissure qui dépasse le voile de drainage (Diagramme E).

### C) Diagramme des sous-pressions : cas des barrages existants

Pour des ouvrages existants, la mesure directe de la piézométrie peut être utilisée pour estimer l'action des sous-pressions dans la justification de la stabilité d'un barrage.

### 3.3 Evaluation des résistances des matériaux

Les paramètres de résistance des matériaux intervenant dans les justifications des barrages-poids sont : la cohésion ( $C$ ), l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ), la résistance à la traction ( $f_t$ ) et la résistance à la compression ( $f_c$ ) [CFBR 2006]. Cette partie présente les pratiques actuelles en matière d'évaluation des propriétés de résistance des matériaux et établit une synthèse à partir des recommandations récentes semi-probabilistes du CFBR [CFBR 2006]. Elle examine tout d'abord les propriétés de résistance des matériaux rocheux des fondations, puis celles de l'interface barrage-fondation, et enfin, les propriétés des bétons BCV et BCR. Elle présente in fine différents modèles pour la courbe intrinsèque de la résistance au cisaillement.

#### 3.3.1 Evaluation des résistances de la fondation

Les paramètres de résistance mécanique de la fondation qui interviennent dans les calculs de stabilité concernent : [CFBR 2006]

- la **masse rocheuse** proprement dite, qui peut présenter des faiblesses liées à une altération homogène du massif rocheux ou une fracturation intense dans plusieurs directions de l'espace. En pratique, la masse rocheuse examinée dans les justifications est celle qui se situe à proximité du contact avec le corps du barrage. En effet dans le cas général, le rocher altéré et présentant les résistances mécaniques les plus faibles se situe en surface et la qualité mécanique de la fondation s'améliore avec la profondeur ;
- les **discontinuités** éventuellement présentées dans la masse rocheuse, aux faibles propriétés de résistance au cisaillement. Les justifications de stabilité peuvent concerner aussi bien des discontinuités situées en surface que des discontinuités localisées dans des zones de la fondation plus profondes. Le cas échéant, ce sont ces justifications qui sont dimensionnantes et non celles relatives à la masse rocheuse.

La littérature propose des modèles de résistance au cisaillement pour la masse rocheuse et pour les joints rocheux.

##### A) Masse rocheuse

En général, la résistance mécanique d'une masse rocheuse peut être approchée par la relation de Hoek et Brown, dont la forme générale est : [CFBR 2006]

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \sigma_3 / \sigma_c + s)^a \quad (3.10)$$

Avec  $\sigma_1$  la contrainte principale majeure,  $\sigma_3$  la contrainte principale mineure, et  $\sigma_c$  la résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte.

Les coefficients  $a$ ,  $m_b$ ,  $s$  sont des constantes caractéristiques du massif rocheux.

##### B) Joints rocheux

La loi de comportement plastique des joints rocheux peut être approchée par la relation suivante, mise au point par Barton : [CFBR 2006]

$$\tau = \sigma_N \tan(\varphi_b + JRC \log_{10}(JCS / \sigma_N)) \quad (3.10)$$

Avec :

- $JRC$  le coefficient de rugosité
- $JCS$  la résistance à la compression de la paroi, en MPa
- $\varphi_b$  l'angle de frottement de la paroi des joints
- $\sigma_N$  la contrainte normale au joint, en MPa
- $\tau$  la contrainte de cisaillement, en MPa

$JRC$  est déterminé en comparant l'aspect du joint avec des profils standard publiés par Barton. La valeur trouvée est valable pour des longueurs de joints de 10 à 20 cm. Ensuite, l'effet d'échelle est pris en compte à l'aide de la relation : [CFBR 2006]

$$JRC_n = JRC_0 [L_n / L_0]^{-0,02JRC_0} \quad (3.11)$$

Dans cette relation, l'indice 0 se réfère à la dimension des éprouvettes d'essais en laboratoire (10 à 20 cm), l'indice  $n$  à la dimension des blocs de rocher in situ considérés pour les calculs de stabilité.

Si le joint provient du cisaillement de la matrice rocheuse, sans altération, on peut mesurer l'angle de frottement  $\varphi_b$  en sciant la roche et en réalisant un essai de cisaillement suivant le plan scié. Néanmoins, le plus souvent, le joint sera, soit altéré, soit garni de matériau déposé par percolation dans les discontinuités de la roche. Ce sont alors les propriétés de ce matériau qui fixent  $\varphi_b$  [CFBR 2006].

Que ce soit dans la masse rocheuse ou le long des joints rocheux, les relations données par les équations précédentes conduisent à des courbes intrinsèques paraboliques (contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction de la contrainte normale  $\sigma$ ) qui passent par l'origine. Pour obtenir la cohésion et l'angle de frottement de la masse rocheuse et/ou du joint rocheux, [CFBR 2006] propose de rechercher, dans la gamme de contraintes normales prévues au contact avec la fondation ou dans la fondation, la droite sécante à la courbe intrinsèque obtenue par la méthode des moindres carrés (Figure 3-9).

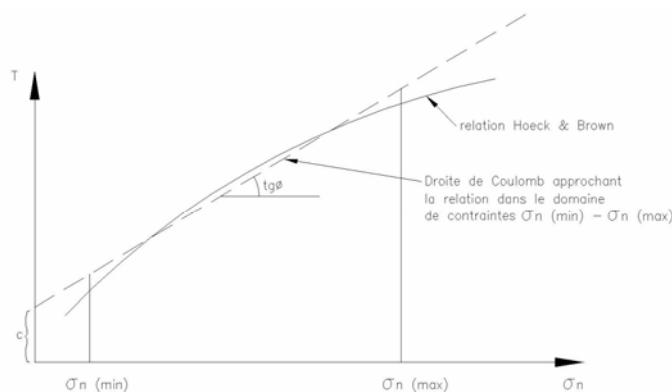


Figure 3-9 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer  $C_{fond}$  et  $\varphi_{fond}$  [CFBR 2006]

**Les fondations des barrages présentent toujours un caractère unique. Leurs études nécessitent des compétences particulières qui relèvent de la géologie ; elles doivent en particulier s'intéresser à la masse rocheuse et aux discontinuités. Les données de terrain et**

*les essais réalisés permettent de constituer le modèle géologique de la fondation. Les informations disponibles sont en général en quantité insuffisante pour permettre leur analyse statistique. Par ailleurs, on dispose de peu de valeurs de référence dans la littérature. Ainsi, le jugement de l'ingénieur, s'appuyant sur les données géologiques et sur les essais disponibles, est essentiel pour la définition du modèle géologique et pour l'évaluation des résistances.*

### 3.3.2 Evaluation des résistances du contact barrage-fondation

Les propriétés mécaniques de l'interface barrage-fondation dépendent de trois principaux facteurs : la qualité de la fondation, la qualité du traitement de la fondation et la qualité du traitement de l'interface.

Dans le cas général, l'interface d'un barrage-poids fait l'objet d'un soin très particulier lors de sa réalisation : nettoyage haute pression des joints et de la surface de contact de la roche de fondation, traitements spécifiques comme des injections superficielles de collage, etc. Ainsi, l'interface barrage-fondation est rarement un simple plan de contact, mais doit plutôt être appréhendée comme une zone particulière de quelques mètres d'épaisseur (dépendant de la géométrie du contact et de l'épaisseur des traitements de collage).

#### A) Résistance au cisaillement dans la zone de contact barrage-fondation

Dans le cas général, les propriétés mécaniques à considérer au niveau de l'interface barrage-fondation correspondent au matériau le moins résistant entre le barrage et la fondation. Cela amène à retenir, le plus souvent, les valeurs de résistance de la fondation [CFBR 2006].

En première approche, si la fondation est une roche saine présentant des bonnes qualités mécaniques, la valeur souvent proposée pour la tangente de l'angle de frottement barrage-fondation :  $\tan(\varphi_{\text{interface}}) = 1$ , pouvant atteindre des valeurs de  $\tan(\varphi_{\text{interface}}) = 1,2$  à  $1,4$ .

#### B) Résistance à la traction de la zone de contact barrage-fondation

En première approche, on adopte pour  $f_{t\text{-interface}}$  une valeur nulle (ou voisine de 0) car l'on estime que le rocher sous-jacent ne peut transmettre des tractions à la fondation, à cause des discontinuités existantes. Cette hypothèse, prudente car elle suppose que les discontinuités règnent sous toute la base du barrage, peut être retenue pour des ouvrages existants sur des fondations défavorables, ou si l'on n'a aucune connaissance sur cette fondation, ou encore dans le cadre d'études préliminaires. [CFBR 2006]

Cette hypothèse peut apparaître trop pessimiste pour les ouvrages situés sur de bonnes fondations, qui ont fait l'objet de reconnaissances géologiques et géotechniques détaillées et pour lesquelles le traitement du contact a fait l'objet de soins particuliers. Dans ce cas on peut adopter une valeur non nulle pour la valeur de la résistance à la traction à l'interface  $f_{t\text{-interface}}$ . [CFBR 2006].

*L'évaluation des résistances au niveau de l'interface barrage-fondation est réalisée généralement sur la base du matériau le plus pénalisant entre fondation et béton du barrage ; le plus souvent, c'est la fondation qui fixera les paramètres de résistance.*

### 3.3.3 *Evaluation des résistances dans le corps du barrage*

#### *A) Essais pour l'évaluation des propriétés du béton*

Les essais en laboratoire ou sur planches d'essais les plus couramment réalisés et permettant d'estimer les caractéristiques mécaniques du béton, sont les suivants :

- l'essai de fendage brésilien ;
- l'essai en compression simple.

Ces essais permettent de déterminer une partie de la courbe intrinsèque du béton dans sa masse : la résistance à la traction  $f_{t\text{-masse}}$  et les propriétés de résistance au cisaillement,  $C_{\text{masse}}$  et  $\tan(\varphi_{\text{masse}})$ , pour les faibles gammes de contraintes.

L'essai de cisaillement est réalisé sur les joints (les joints de reprise pour le BCV ou entre deux couches pour le BCR) et permet d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement sur une gamme de contraintes plus large. Cet essai est réalisé moins couramment que les essais en compression simple ou que les essais brésiliens.

#### *B) Résistances du BCR en masse et aux reprises*

Pour les barrages en BCR, ce sont les joints qui imposent les paramètres de résistance à introduire dans les calculs. De fait, les propriétés de résistance valables dans la masse du matériau ne sont plus applicables à l'interface des couches de BCR et c'est la qualité du traitement des reprises (spécifications des travaux, modalités de contrôle du chantier, etc.) qui fixe les propriétés de résistance [CFBR 2006].

Le guide [CFBR 2006] donne des plages de valeurs caractéristiques pour les résistances des joints de reprise en BCR résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 3-1 : Valeurs caractéristiques de résistance, joints de BCR [CFBR 2006].**

Type de reprise	$f_{t\text{joint-k}}$	$C_{\text{joint-k}}$	$\tan(\varphi)_k$
Reprises froides et sans traitement particulier des couches	0 MPa	0 MPa	1
BCR usuels avec traitement de reprises froides	0,25 MPa	0,3 à 1 MPa	1
BCR élaborés, avec mesures sur planches d'essais et contrôle sévère sur chantier	0,25 à 0,50 MPa	1 à 2 MPa	1

#### *C) Résistances du BCV en masse et aux reprises*

Compte tenu du fait que les barrages-poids en BCV sont construits avec des reprises horizontales de bétonnage, on s'intéresse plus particulièrement aux propriétés de ces joints qui vont constituer les surfaces potentielles de rupture.

Sur ce sujet, l'expérience internationale issue des programmes d'essais les plus significatifs fait ressortir les principaux résultats suivants : [EWG GD 2004]

- lorsque les reprises de bétonnage ont fait l'objet d'un traitement, les résistances à la traction et à la cohésion aux joints de reprise sont peu inférieures à celles du béton dans sa masse :  $f_{t_{joint}} \approx \{0,55 \text{ à } 1,0\} f_{t_{masse}}$  selon la qualité du traitement et  $C_{joint} \approx 0,90 C_{masse}$  ;
- lorsque les reprises de bétonnage n'ont fait l'objet d'aucun traitement, la résistance à la traction des joints de reprise est inférieure à celle du béton dans sa masse ( $f_{t_{joint}} \approx \{0,40 \text{ à } 0,80\} f_{t_{masse}}$ ) et la cohésion du joint inférieure à la cohésion dans la masse ( $C_{joint} \approx 0,40 C_{masse}$ ).

Les tableaux suivants indiquent quelques valeurs guides pour les valeurs moyennes et caractéristiques des paramètres de résistance dans la masse du béton et aux reprises de bétonnage pour les barrages en BCV : [CFBR 2006]

**Tableau 3-2 : Valeurs guides moyennes des paramètres de résistance du BCV.**

Paramètre	$f_{c_{masse}}$	$f_{t_{masse}}$	$C_{masse}$	$\tan(\phi_{masse})$
Valeur moyenne dans la masse du BCV	20 à 30 MPa	$0,1 f_{c_{masse}}$	2 à 3 MPa	1,4

**Tableau 3-3 : Valeurs caractéristiques de résistance, joints de reprise en BCV [CFBR 2006].**

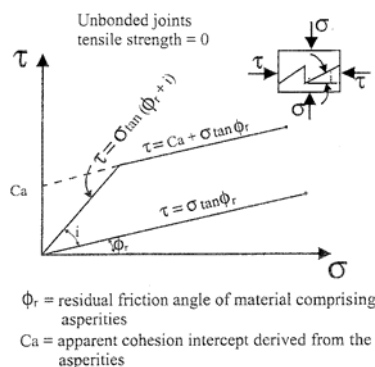
Type de reprise	$f_{t_{joint-k}}$	$C_{joint-k}$	$\tan(\phi_{joint})_k$
Reprises traitées	$0,5 f_{t_{masse}}$	$0,5 C_{masse}$	$\tan(\phi_{masse})$
Reprises non traitées	$(0 \text{ à } 1/3) f_{t_{masse}}$	$(0 \text{ à } 1/3) C_{masse}$	$\min\{\tan(\phi_{masse}) ; 1\}$
Après fissuration	0	0	$\min\{\tan(\phi_{masse}) ; 1\}$

#### ***D) Modèles de résistance au cisaillement pour le BCV et le BCR***

##### Modèles linéaires

Ils constituent les modèles les plus simples pour représenter la résistance au cisaillement. Le modèle linéaire classique de Mohr Coulomb est défini par :  $\tau = c + \sigma_N \tan(\phi)$

Par rapport au modèle linéaire simple, le modèle bi-linéaire permet de représenter de meilleure façon la résistance au cisaillement pour des contraintes normales faibles et lorsque le matériau ou la surface en question est soumise à la traction.



**Figure 3-10 : Modèle de Patton.**

Le modèle de la Figure 3-10, présenté par Patton [Patton 1966], est basé sur la rugosité en surface et il a été utilisé pour représenter la résistance au cisaillement des joints de reprises [EPRI 1992], [McLean *et al.* 1988], [CEA 1998].

### Modèle parabolique

[Wang *et al.* 1993] ont utilisée un critère parabolique pour le béton. Ce modèle est le seul où la résistance au cisaillement n'est pas définie en fonction de la cohésion et de l'angle de frottement interne (Figure 3-11).

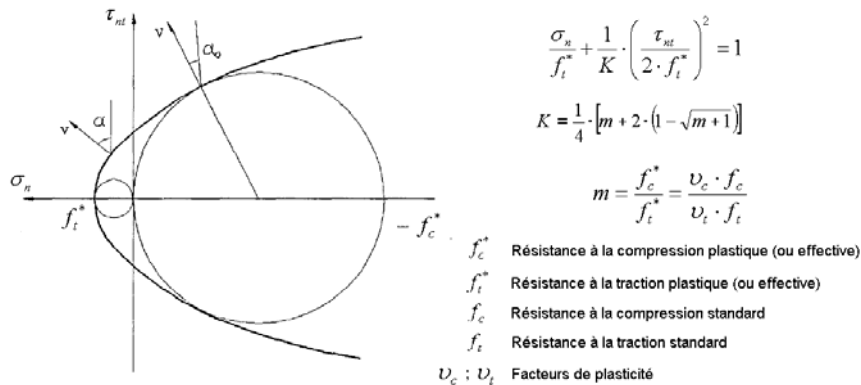


Figure 3-11 : Modèle parabolique.

### Modèles hyperboliques

Un modèle hyperbolique à deux paramètres est utilisé par [Linsbauer *et al.* 1999] pour représenter la résistance au cisaillement dans un état de traction. Pour les contraintes normales positives, le critère de résistance au cisaillement est bi-linéaire et elliptique.

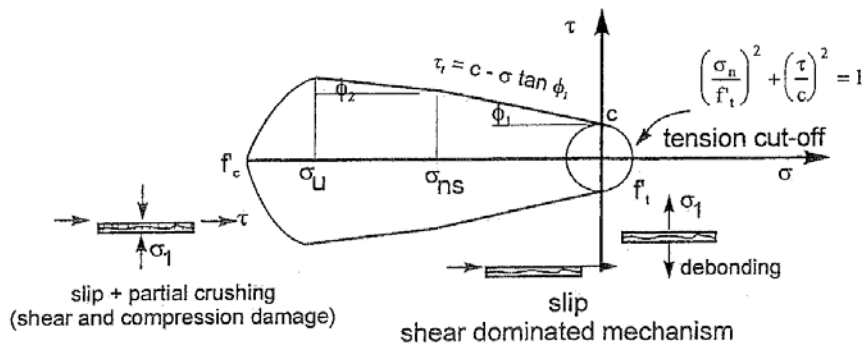


Figure 3-12 : Modèle hyperbolique à deux paramètres.

Un modèle hyperbolique à trois paramètres, applicable dans les domaines de traction et de compression, est proposé par [Pratt *et al.* 1991]. Des variantes sur ces modèles sont présentées dans les références [Carol *et al.* 1997], [CEA 1998], [Červenka *et al.* 1998], [Gálvez *et al.* 2002], [Lotfi *et al.* 1994], [Puntel *et al.* 2006] et [Saouma 1999].

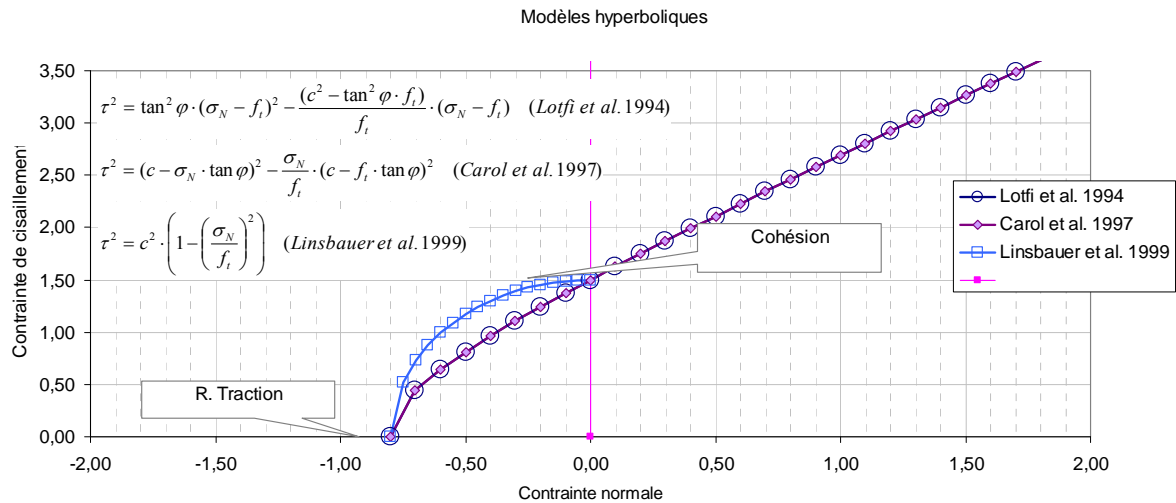


Figure 3-13 : Comparaison des modèles hyperboliques à deux et trois paramètres

Des modèles hyperboliques évolutifs ont été développés et permettent d'intégrer une évolution de la résistance au cisaillement vers son état résiduel.

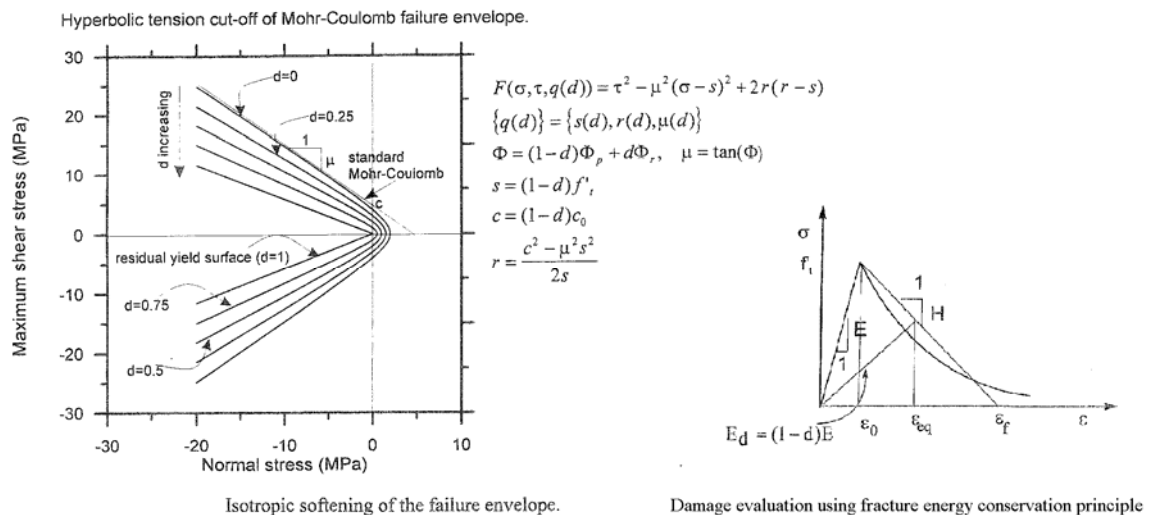


Figure 3-14 : Dégradation de la résistance au cisaillement et des paramètres  $f_t$ ,  $c$  et  $\tan(\varphi)$  [CEA 1998]

Lors des études préliminaires, l'évaluation des résistances dans le corps du barrage repose sur des valeurs bibliographiques issues notamment de programmes de recherche ou d'études de cas ; les informations disponibles sont abondantes dans les différentes sources. Lors des études de projet, l'évaluation des résistances repose sur des protocoles d'essais de laboratoire et in situ, permettant d'affiner les paramètres de résistance ; ces essais concernent essentiellement les résistances à la compression et à la traction, et plus rarement les résistances au cisaillement. Par ailleurs, les essais de compression et de traction concernent le béton de masse et pas les reprises de bétonnage du BCR ou du BCV. Le passage des valeurs de résistance entre le béton de masse et les joints est réalisé par des relations empiriques. De fait, les paramètres de résistance au cisaillement sont souvent évalués par jugement de l'ingénieur, sur la base des essais en traction et en compression et sur la base de valeurs guides issues de la littérature.



### **3.4 Evaluation des états-limites**

#### **3.4.1 Principes**

Les états-limites sont les phénomènes que l'on souhaite éviter. Ils correspondent à des états au-delà desquels l'ouvrage ne satisfait plus aux critères de dimensionnement. On distingue habituellement deux catégories d'états-limites : [CFBR 2006]

- les états-limites de service, correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service de l'ouvrage ne sont plus satisfaites ;
- les états-limites ultimes, associés à des pertes d'équilibres statiques ou des modes de ruine.

Les hypothèses classiques relatives à la justification des états-limites sont les suivantes :

- le barrage est considéré comme un corps solide et indéformable ;
- les surfaces de rupture sont des plans, horizontaux le plus souvent, ou inclinés lorsque cela correspond à des faiblesses caractérisées (en particulier les éventuels plans de faiblesse en fondation) ;
- dans le profil considéré, on admet une variation linéaire des contraintes verticales entre les paramètres amont et aval sur des plans horizontaux, ce qui revient à considérer que l'hypothèse de Navier est vérifiée ;
- la sous-pressure est considérée comme une force extérieure pour le calcul de la contrainte effective ;
- le corps du barrage, le rocher et l'interface barrage-fondation sont suffisamment homogènes pour que l'on puisse négliger les effets de variations de raideurs des matériaux sur la répartition des contraintes ;
- les seuls mouvements possibles sont amont-aval, perpendiculaires à l'axe du barrage et parallèles à la section modélisée pour le calcul ;
- le calcul des contraintes néglige le champ d'autocontraintes au sein du barrage ou à l'interface avec la fondation.

La démarche générale de vérification des états-limites consiste à :

- définir la géométrie et les surfaces potentielles de rupture ;
- calculer la résultante des actions et sa position ;
- calculer la répartition des contraintes effectives le long de la surface de rupture ;
- calculer la longueur de la fissure dans le cas où la contrainte du parement amont excède la résistance à la traction ;
- évaluer l'état-limite de résistance à l'effort tranchant et de résistance à la compression.

Nous étudions dans notre rapport les trois états-limites principaux qui affectent les barrages poids [CFBR 2006] :

- l'état limite d'ouverture de fissures ;
- l'état limite de résistance à l'effort tranchant ;
- l'état limite de résistance à la compression.

### 3.4.2 *Etat-limite d'ouverture des fissures*

L'état-limite d'ouverture des fissures constitue un état-limite de service, au sens qu'il engage un critère de fonctionnalité et qu'il ne conduit pas directement à la rupture d'un barrage. L'ouverture de fissures dans le parement amont et sa propagation vers l'intérieur du corps du barrage augmente l'action défavorable des sous-pressions et diminue ainsi la résistance à l'effort tranchant.

Une fissuration commence lorsque, dans un point du parement amont du barrage, l'effort de traction est supérieur à la résistance à la traction du matériau en ce point. Elle peut se produire également au niveau de l'interface barrage-fondation, où la résistance à la traction entre les deux matériaux est généralement plus faible que dans le corps du barrage.

Ainsi, la condition de non-fissuration s'exprime de la façon suivante :

$$\sigma'_N(x) > -ft \quad (3.12)$$

Où  $x$  est la position dans la section de longueur  $L$  où l'on examine si la fissure est ouverte ou pas ( $x = 0$  correspond à la vérification au droit du parement amont) ;  $\sigma'_N(x)$  est la contrainte effective normale calculée à la position  $x$  de la section étudiée ;  $ft$  la valeur de résistance à la traction du matériau examiné (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprise ou à l'interface).

Le calcul de la longueur fissurée s'impose dès lors que :  $\sigma'_N(x) < -ft$ .

Pour cela, on recherche la plus petite longueur  $x$  de fissure qui permette de vérifier la condition de non-fissuration  $\sigma'_N(x) > -ft$ , en admettant que la pleine sous-pression de la retenue s'introduit (voir § 3.2.3) et diminue la résistance mécanique. C'est en pratique un calcul itératif, par lequel on teste la condition avec des valeurs de  $x$  croissant à partir de 0. L'ouverture de la fissure augmente la valeur des sous-pressions et diminue la résistance mécanique (elle modifie donc défavorablement l'équilibre d'effort tranchant). La stabilisation de la longueur fissurée peut être obtenue en raison de la répartition des contraintes provoquée par le changement hydrostatique (augmentation des compressions vers l'aval).

En fonction de l'importance du barrage et de la situation de projet (cote normale d'exploitation ou plus hautes eaux), les critères vis-à-vis de la condition d'ouverture de fissures sont les suivants [CFBR 2006] :

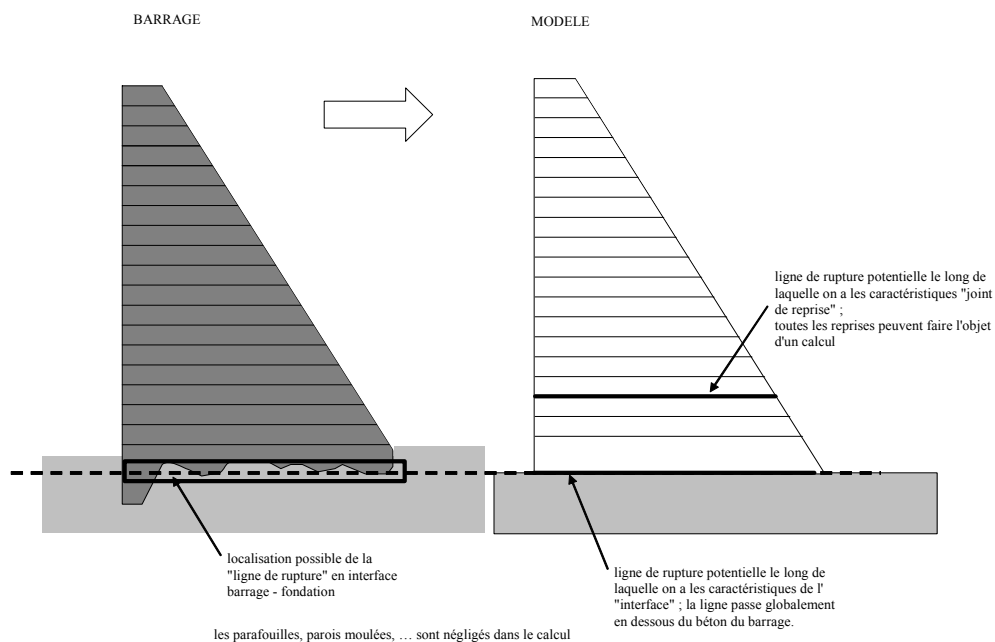
- pour la cote RN : pas de fissuration admise ;
- pour la cote des PHE :
  - o longueur de fissure limitée à un pourcentage de la longueur de la section considérée (environ 25%) dans le cas d'absence d'un système de drainage,
  - o longueur de fissure limitée au niveau du voile de drainage pour les ouvrages drainés.

### 3.4.3 *Etat-limite de résistance à l'effort tranchant*

L'état-limite de résistance à l'effort tranchant correspond à un mode de ruine du barrage et constitue donc un état-limite ultime. Il est étroitement lié au mécanisme d'ouverture de fissures. L'état-limite de résistance à l'effort tranchant est examiné le long des surfaces de rupture prédéfinies :

- dans le corps du barrage, le long des joints ;
- dans l'interface barrage-fondation ;
- dans la fondation, le long des discontinuités.

Il comprend la résistance au cisaillement dans le corps du barrage et le glissement au niveau de l'interface avec la fondation. [CFBR 2006] développe de façon détaillée les définitions des surfaces de rupture à considérer dans les justifications. Le cas standard d'un barrage en béton avec un niveau de fondation subhorizontal est présenté en Figure 3-15. Les cas plus particuliers sont également examinés : une topographie défavorable imposant de considérer une surface de rupture inclinée (situation courante pour les plots en rive), les cas des pendages amont en fondation défavorables, la stabilité des dièdres rocheux ou d'une butée du rocher en pied aval en cas de pendage aval en fondation.



**Figure 3-15 : Cas « standard » d'un barrage poids en béton construit sur un niveau de fondation subhorizontal [CFBR 2006].**

Le critère de résistance à l'effort tranchant selon une formulation de type Mohr-Coulomb fait appel à une possibilité de cohésion et à un angle de frottement concomitant de l'interface entre le bloc et le massif sous-jacent. Le cas échéant, la courbe intrinsèque du matériau est linéarisée localement pour se ramener à un critère de résistance linéaire. Ainsi, la condition de résistance à l'effort tranchant consiste à vérifier que les efforts résistants restent supérieurs aux sollicitations le long d'une surface de cisaillement prédéfinie :

$$[C L' + N' \tan(\varphi)] > T \quad (3.13)$$

Où  $C$  et  $\tan(\varphi)$  sont les valeurs de la cohésion et de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau (en pratique, la valeur dimensionnante est celle au droit des joints de reprises),  $L'$  la longueur de la section non fissurée étudiée,  $N$  et  $T$  les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée ( $N' = N - U$ ),  $U$  la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section étudiée.

### 3.4.4 *Etat-limite de résistance à la compression*

Le dépassement de cet état limite conduit à une défaillance structurale du barrage : il s'agit donc d'un état-limite ultime. Cependant, compte tenu du fait que les contraintes de compression dans les barrages sont souvent très en deçà de la résistance en compression des bétons modernes (notamment le BCV), cet état limite est à vérifier principalement pour les barrages de grande hauteur (supérieur à 50 mètres).

Les sections les plus susceptibles de développer des contraintes de compression importantes correspondent à la base du corps du barrage et à l'interface avec sa fondation.

L'expression de non-dépassement de la résistance à la compression peut s'écrire de la façon suivante :

$$\sigma'_N < f_c \quad (3.14)$$

Avec  $\sigma'_N$  la contrainte effective normale calculée au point du corps du barrage ou de l'interface que l'on cherche à justifier, et  $f_c$  la valeur de résistance à la compression du matériau examiné.

La valeur de la contrainte normale effective est calculée de la même façon que dans le cas de l'état limite d'ouverture de fissures.

### 3.4.5 *Autres méthodes de calculs : calculs en déformation*

Le calcul aux états-limites présenté dans le paragraphe précédant englobe plusieurs simplifications.

Simplifications du côté de la sécurité :

- on néglige les effets 3D, en particulier pour les barrages-poids courbes et pour les barrages en vallée étroite ;
- le passage de Hoek et Brown à Mohr-Coulomb sous-estime la contribution du rocher raide, en particulier dans le cas de très grands barrages.

Simplifications pouvant être optimistes :

- la géométrie de la surface de rupture n'est pas nécessairement plane ;
- les longueurs de fissure sont estimées avec beaucoup d'approximation ;
- on néglige les phénomènes qui concernent la masse du béton et du rocher, et qui peuvent modifier le champ de contraintes ou altérer les propriétés mécaniques : variations dimensionnelles du béton (thermique, retrait), fluage, altération des matériaux par circulation de l'eau ;
- on idéalise la répartition des contraintes en fondation, sans tenir compte des variations de raideur du rocher ;
- la linéarité des contraintes effectives est une hypothèse simplificatrice qui minimise les contraintes de traction.

Les deux dernières considérations conduisent à considérer que la répartition des contraintes calculée est quelque peu théorique. L'interprétation des résultats nécessite donc l'analyse de l'expert, en particulier dans le cas où les calculs laissent apparaître une ouverture possible de

la fissure amont, et plus encore lorsque les calculs font appel à la résistance à la traction. [CFBR 2006]

On peut être amené à utiliser des méthodes de calcul plus sophistiquées, pour explorer les marges de sécurité de l'ouvrage (par exemple, les effets 3D). Les calculs de stabilité peuvent en particulier être réalisés par la méthode des éléments finis, en tenant compte donc de la déformabilité du barrage et de la fondation. Les calculs doivent être menés en contraintes effectives (ou en mettant en œuvre d'autres modèles plus complexes) et les lois de comportements aux joints et à l'interface doivent permettre de simuler l'ouverture des fissures (si la contrainte effective de pied amont ou en parement amont peut devenir négative).

***En synthèse, on a présenté les trois états-limites à vérifier lors du calcul d'un barrage-poids et les conditions d'états-limites associées. Les deux principaux états-limites, ouverture des fissures et résistance à l'effort tranchant, sont étroitement liés et ceci constitue une difficulté importante pour l'analyse fiabiliste de la sécurité structurale.***

### **3.5 Quelques incursions d'approches probabilistes pour la sécurité structurale des barrages-poids**

Au début des années 2000, deux principales manifestations organisées par ICOLD ont traité du sujet de l'analyse de risques des barrages et ont permis d'établir une synthèse des pratiques :

- Dam Safety en 1998 ;
- Le 20<sup>ème</sup> Congrès ICOLD (Beijing 2000, Chine), Question 76 : L'utilisation de l'analyse des risques dans le processus de décision relatif à la sûreté des barrages et à leur gestion.

Depuis cette date, des publications essentielles ont traité la question de l'analyse de risques sur les barrages :

- ANCOLD, 2003 : Guidelines on Risk Assessment ;
- Hartford, 2004 : Risk and Uncertainty in Dam Safety ;
- ICOLD, 2005 : Bulletin 130, Risk Assessment in Dam Safety Management.

Ces références s'intéressent essentiellement aux méthodes de la Sûreté de Fonctionnement empruntées au domaine industriel à risque technologique et destinées à identifier, analyser, gérer et réduire les risques. Ces méthodes visent principalement à évaluer la sûreté de fonctionnement des barrages et de leurs équipements annexes. Les principales méthodes de la Sûreté de Fonctionnement mises en œuvre sont les suivantes : Analyse Préliminaire des Dangers, Analyse des Modes de Défaillance et de leurs Effets, Méthode des Arbres d'Événements, Méthode des Arbres des Causes...

A côté de ces développements relevant de l'analyse qualitative de risques par les méthodes de la Sûreté de Fonctionnement, la bibliographie relative aux méthodes d'analyse probabiliste de sécurité structurale appliquées aux barrages-poids est nettement moins abondante. Nous avons recensé les principales références suivantes :

- [USACE 2007] présente des méthodes probabilistes simplifiées, basées sur des courbes de fragilité, pour l'évaluation d'une probabilité de défaillance des barrages-poids en béton ;
- [Ellingwood *et al.* 2001] et [Tekie *et al.* 2003] présentent également des courbes de fragilité pour les risques hydrologiques et sismiques construites à partir d'un modèle d'éléments finis ;
- [USACE 1998, 2000a] utilisent des méthodes fiabilistes des premiers moments (FOSM) pour l'étude de la stabilité au glissement ; un logiciel spécifique RCSLIDE a été développé par USACE pour les calculs ;
- [De Rham *et al.* 1997] et [McDonald *et al.* 1999] utilisent des simulations de Monte Carlo pour l'analyse de la stabilité statique ;
- [Beşer 2005], [De Araujo J.M. *et al.* 1998] et [Kostov *et al.* 1998] examinent la stabilité sous sollicitations sismiques à l'aide de simulations de Monte Carlo.

Ces travaux de recherche et développement adoptent des lois de probabilité fixées de façon déclarative par les experts à partir des quelques essais de résistance disponibles.

*Parmi les publications relatives à l'analyse de risques des barrages, on compte très peu d'applications opérationnelles relatives à la sécurité structurale évaluée de façon probabiliste et aucun guide de référence. Parmi les quelques travaux identifiés, les pratiques correspondent souvent à des approches simplifiées et en toutes hypothèses, adoptent toujours des lois de probabilités déclaratives pour les résistances. Cela montre l'absence de méthodologie en France et à l'international pour modéliser de façon probabiliste les résistances.*

## 4 Méthodes d'analyse de fiabilité des structures

Les méthodes d'analyse de fiabilité permettent de prendre en compte dans un contexte probabiliste les incertitudes associées aux données de calcul utilisées dans les justifications de la stabilité structurale des ouvrages. Elles ont atteint un niveau important de développement et d'application dans le domaine industriel et dans quelques domaines du génie civil.

Le domaine des barrages n'a pas profité des apports potentiels des méthodes fiabilistes, malgré quelques incursions réalisées principalement à la fin des années 1990 (§ 3.5).

Dans ce contexte, l'objet de ce chapitre n'est pas de synthétiser toutes les méthodes d'analyse de fiabilité disponibles dans la littérature. Ce chapitre montre simplement la démarche générale et les méthodes disponibles pour la réalisation d'une étude classique de fiabilité structurale.

Tout d'abord, nous présentons l'objet, les hypothèses et une démarche générale d'analyse de fiabilité classique (§ 4.1). Ensuite, nous donnons les éléments de base permettant de mener une telle analyse de fiabilité : la transformation isoprobabiliste (§ 4.2), les méthodes d'approximation (FORM et SORM) et les mesures de sensibilité (§ 4.3), et les méthodes de simulation permettant de valider les méthodes d'approximation (§ 4.4).

### 4.1 Contexte d'application des méthodes fiabilistes

#### 4.1.1 *Objet et intérêt des méthodes fiabilistes*

La sécurité des ouvrages du génie civil est placée dans un contexte incertain. En effet, il n'est pas possible de pouvoir connaître ou prédire avec certitude la valeur des paramètres de calcul entrant en jeu dans les méthodes de vérification des ouvrages. Ces paramètres peuvent correspondre à des paramètres géométriques, de résistance ou de sollicitation.

Dans ce contexte, les méthodes d'analyse de fiabilité apportent une *précision supplémentaire* (expression attribuée à Hasofer). Généralement, elles prennent en compte et modélisent ces incertitudes par de variables aléatoires (indexées éventuellement sur l'espace ou sur le temps).

L'évaluation en contexte aléatoire de la sécurité d'une structure comporte généralement les étapes suivantes :

- analyser tous les modes de défaillance possibles afin d'identifier les causes de défaillance et les variables élémentaires (matériaux, géométrie, liaisons, actions), les composants et les systèmes de l'ouvrage en jeu ;
- choisir un état-limite (ou critère de performance) de la structure. Ce choix est généralement accompagné d'un modèle mécanique (physique) adapté à l'état-limite (ou critère de performance) retenu ;
- identifier les variables considérées comme incertaines et leur attacher un modèle probabiliste ;
- choisir une mesure de la sécurité qui prenne en compte la propagation de ces incertitudes et mise en œuvre de procédures adaptées à l'évaluation de cette mesure.

Il est pertinent de rappeler que tous les modèles de calcul existant pour décrire le fonctionnement mécanique d'une structure sont fondés sur une idéalisation de celle-ci. Il y a donc une incertitude de modèle, avec souvent une relation avec l'incertitude des données. Cette idéalisation représente toujours une certaine simplification de la réalité. Ainsi, lorsque l'on parle de l'étude de sécurité d'une structure, on parle en réalité de la sécurité du modèle idéalisé associé à cette structure [Gaouar 1997].

#### 4.1.2 Hypothèses et position du problème

A partir des définitions d'espace de probabilité, de variable aléatoire et de vecteur aléatoire, présentées dans l'annexe B, il est possible de poser le problème de la sécurité d'une structure à un instant donné de la manière suivante :

Soit (S) la section d'une structure à analyser vis-à-vis d'un scénario de défaillance.

Soit  $\{X\}$  le vecteur aléatoire des  $n$  variables de base relatives à (S), défini sur un espace de probabilité  $(\Omega, \mathcal{T}, P)$ , à valeurs dans  $\mathbb{R}^n$ , de loi  $p_{\{X\}}$ .

Soit  $G(\{X\})$  la fonction de performance associée au critère de performance (ou de défaillance) retenu pour (S), tel que  $G : \mathbb{R}^n \rightarrow \mathbb{R}$ .

Au sens du critère de performance adopté, il est possible de définir deux événements fondamentaux  $\bar{D}$  et  $D$  caractérisant respectivement la sécurité et la ruine de la section (S) de la structure :

$$\bar{D} = \{w \in \mathcal{T} : (G \circ \{X\})(w) > 0\} \quad (4.1)$$

$$D = \{w \in \mathcal{T} : (G \circ \{X\})(w) \leq 0\} \quad (4.2)$$

Dans ce contexte, une démarche pour évaluer la sécurité de la structure considérée consiste à évaluer la probabilité d'occurrence des événements  $\bar{D}$  et  $D$ . Sous l'hypothèse que la loi  $p_{\{X\}}$  du vecteur  $\{X\}$  admet une densité  $f_{\{X\}}(\{x\})$ , les probabilités d'occurrence des événements  $\bar{D}$  et  $D$  sont données par les formules suivantes :

$$P(\bar{D}) = \int_{Ds} f_{\{X\}}(\{x\}) dx_1 \dots dx_n \quad (4.3)$$

$$P(D) = P_f = \int_{Df} f_{\{X\}}(\{x\}) dx_1 \dots dx_n \quad (4.4)$$

Où  $Df$  et  $Ds$  sont les domaines de défaillance et de sécurité de la structure, définis conventionnellement par :

$$Df = \{(x_1, \dots, x_n) \in \mathbb{R}^n : G(x_1, \dots, x_n) \leq 0\} \quad (4.5)$$

$$Ds = \{(x_1, \dots, x_n) \in \mathbb{R}^n : G(x_1, \dots, x_n) > 0\} \quad (4.6)$$

Il est défini également par convention la notion de surface d'état-limite,  $\partial D$  :

$$\partial D = \{(x_1, \dots, x_n) \in \mathbb{R}^n : G(x_1, \dots, x_n) = 0\} \quad (4.7)$$

L'intégrale de l'équation 4.4 est généralement très délicate à évaluer et une solution analytique n'est possible que dans des cas rares, comme par exemple celui où  $G$  est linéaire et  $\{X\}$  est multigaussien. En effet, dans la plupart des cas la densité conjointe de probabilité



n'est pas connue, et dans certains cas, la fonction de performance  $G(\{X\})$  ne peut pas être évaluée analytiquement.

Les principales méthodes pour estimer la valeur de  $P_f$  sont :

- les méthodes d'intégration directe ou numérique ;
- les méthodes de simulations de Monte-Carlo ;
- les méthodes d'approximation de la surface d'état-limite.

L'objectif de notre travail n'étant pas de rechercher les méthodes les plus performantes, nous sélectionnons les plus usuelles. Les méthodes d'intégration directe ne sont applicables que dans des cas élémentaires et très ponctuels, pour lesquels on dispose de la densité de probabilité conjointe. Les méthodes d'intégration numérique sont la source d'erreurs numériques qui peuvent être du même ordre de grandeur que celles des valeurs à déterminer. Les méthodes de simulation de Monte Carlo classiques permettent d'aborder la plupart de cas, mais avec un coût élevé en terme de temps de calcul nécessaire pour l'évaluation de la fonction de performance. Les méthodes d'approximation telles que les méthodes fiabilistes de premier et second ordre (FORM/SORM) sont basées sur des hypothèses simplificatrices par rapport à la géométrie de la surface de l'état-limite ; cependant, elles peuvent apporter un résultat suffisamment approché et des mesures complémentaires sur la fiabilité de la structure (indice de fiabilité, point de défaillance le plus vraisemblable, sensibilités).

#### ***A) Exemple illustratif***

Comme exemple illustratif, on considère (vis-à-vis d'un scénario de défaillance) une section critique d'une structure donnée. La fonction de performance  $G$  associée à ce scénario est définie comme la différence entre une grandeur de résistance  $R$  et une grandeur de sollicitation  $S$  :

$$G(R, S) = R - S$$

Afin de prendre en compte les incertitudes liées aux variables  $R$  et  $S$ , celles-ci sont modélisées par des variables aléatoires. Dans cet exemple, une loi log-normale d'espérance  $\mu_R = 5,4$  et d'écart-type  $\sigma_R = 0,8$  représente la variable  $R$ , alors qu'une loi normale d'espérance  $\mu_S = 4,2$  et d'écart-type  $\sigma_S = 0,6$  représente la variable  $S$ . La dépendance en probabilité entre ces deux variables est représentée par un coefficient de corrélation  $\rho = 0,5$ .

La Figure 4-1 présente les densités marginales  $f_{(R)}(r)$  et  $f_{(S)}(s)$  des variables  $R$  et  $S$ , la densité conjointe  $f_{(R, S)}(r, s)$ , la surface d'état-limite  $G=0$  et les domaines de sécurité  $D_s$  et de défaillance  $D_f$ .

La densité conjointe correspond à la courbe 3D de la figure de gauche et aux courbes de niveau de la figure de droite ; la corrélation entre les deux variables considérées se traduit graphiquement par une excentricité de la densité conjointe ; la courbe  $G=0$  représente la surface d'état-limite et sépare les domaines de sécurité et de défaillance. La probabilité de défaillance  $P_f$  correspond au volume de la densité conjointe dans le domaine de défaillance.

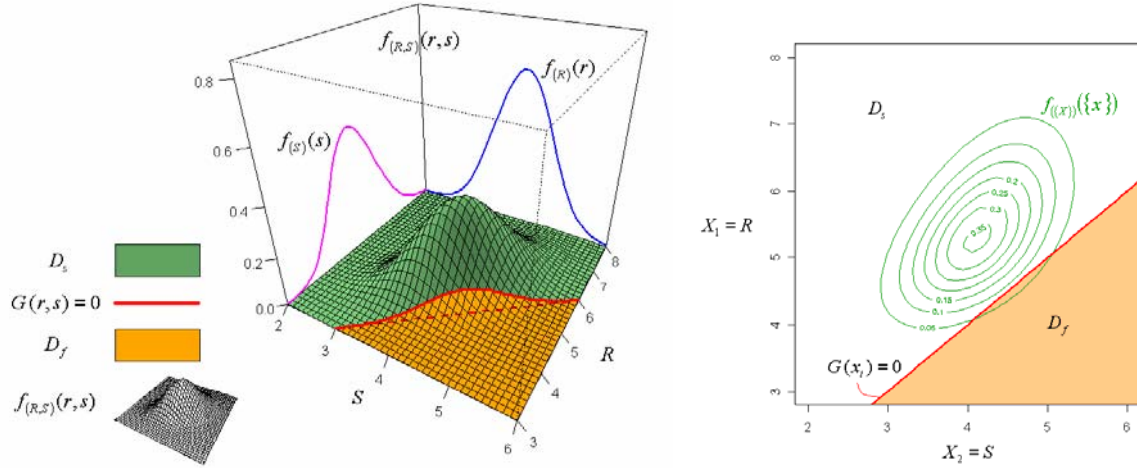


Figure 4-1 : Exemple de densité conjointe et de surface d'état-limite.

Cet exemple servira à illustrer les étapes présentées dans les paragraphes suivants.

## 4.2 Transformation isoprobabiliste

Les variables aléatoires  $X_i$  qui interviennent dans la fonction de performance  $G(X_i)$ , associée au critère de défaillance retenu, représentent différentes grandeurs physiques, sont plus ou moins corrélées et sont modélisées par différents modèles de lois de probabilité.

La mise en œuvre des méthodes de fiabilité requière une homogénéisation de ces variables physiques. Hasofer a proposé de travailler dans un espace dit normé, dans lequel les lois de probabilité sont du même type (loi gaussienne), normées (écart-type égale à 1), centrées (espérance égale à 0) et indépendantes (corrélation égale à 0).

Dans ce mémoire, la notation  $U \equiv N(0, 1)$  correspond à une variable aléatoire gaussienne centrée et réduite, de densité de probabilité :

$$\phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) \quad (4.8)$$

et de fonction de répartition :

$$\Phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (4.9)$$

Ainsi, la notation  $U_i$  dénote les variables gaussiennes, normées, centrées et indépendantes.

De manière analogue, dans tout ce mémoire, un vecteur aléatoire gaussien, centré et réduit à composantes indépendantes est noté  $\{U\} \equiv N(0, I_n)$  où  $I_n$  est la matrice d'identité de taille  $n$ . Sa densité de probabilité conjointe est définie par :

$$\phi_n(u_1, \dots, u_n) = (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \exp\left[-\frac{1}{2}(u_1^2 + \dots + u_n^2)\right] \quad (4.10)$$

et sa fonction de répartition par :

$$\Phi_n(u_1, \dots, u_n) = (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \int_{-\infty}^{u_1} \dots \int_{-\infty}^{u_n} \exp\left[-\frac{1}{2}(t_1^2 + \dots + t_n^2)\right] dt_1 \dots dt_n \quad (4.11)$$

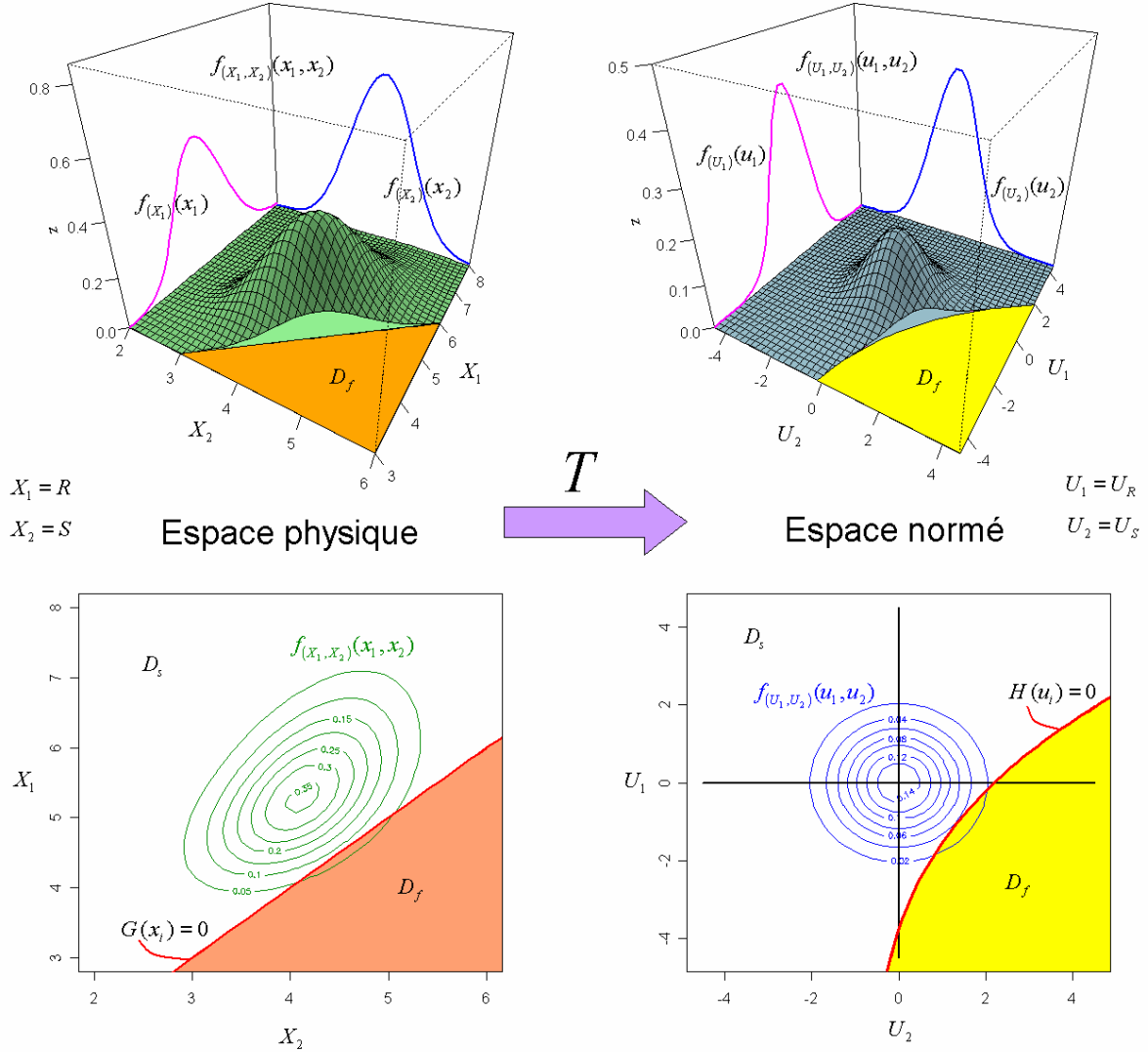


Figure 4-2 : Transformation de l'espace physique vers l'espace normé.

La transformation isoprobabiliste ( $T$ ) est une opération ou fonction qui permet cette homogénéisation ou passage de l'espace des variables physiques  $X_i$  dans un espace de variables gaussiennes normées  $U_i$ .

La Figure 4-2 constitue une représentation de la transformation isoprobabiliste dans le cas de l'exemple illustratif présenté dans ce chapitre (§ 4.1.2-A).

En fonction de l'existence de dépendance entre les variables considérées et en fonction de l'information disponible sur ces variables, il existe diverses méthodes permettant de réaliser cette transformation isoprobabiliste. Les paragraphes suivants présentent le cas des variables indépendantes et les méthodes de Rosenblatt et de Nataf pour les variables dépendantes.

#### 4.2.1 Cas de variables indépendantes

S'il y a indépendance alors la densité conjointe est le produit des densités marginales (le réciproque n'est pas vraie). Dans ce cas il est possible de construire la transformation  $T$  variable par variable : (composant/composante)

$$u_i = T_i(x_i) \quad (4.12)$$

Si les variables  $X_i$  sont de loi a priori quelconque de fonction de répartition  $F_{X_i}(x_i)$ , l'égalité des probabilités pour les variables  $x_i$  et  $u_i$ , peut être écrite comme :

$$\Phi(u_i) = F_{X_i}(x_i) \quad (4.13)$$

A partir de cette expression d'égalité de probabilité (ou isoprobabilité), il est possible d'écrire la transformation  $T$  de chaque valeur des variables de l'espace physique vers des valeurs de variables de l'espace normé :

$$x_i \xrightarrow{T} u_i = \Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i)) \quad (4.14)$$

Si  $F_{X_i}$  est inversible pour toute valeur de  $x_i$ , la transformation inverse est définie par :

$$u_i \xrightarrow{T^{-1}} x_i = F_{X_i}^{-1}(\Phi(u_i)) \quad (4.15)$$

On rappelle que  $\Phi(\cdot)$  est la fonction de répartition d'une variable gaussienne, centré et réduite.

Pour des lois quelconques, les transformations  $T$  et  $T^{-1}$  ne peuvent être construites que numériquement, point par point. Le Tableau 4-1 présente quelques cas où une forme analytique peut être trouvée.

Lorsque les variables ne sont pas indépendantes, la transformation isoprobabiliste ne peut pas être réalisée directement variable par variable. La transformation de Rosenblatt et la transformation de Nataf présentées dans les paragraphes suivants sont des méthodes permettant de traiter le cas des variables dépendantes.

**Tableau 4-1 : Exemple de transformations isoprobabilistes (variables indépendantes)**

Loi de probabilité (*)	$x \xrightarrow{T} u = \Phi^{-1}(F_X(x))$	$u \xrightarrow{T^{-1}} x = F_X^{-1}(\Phi(u))$
Gaussienne	$u = \frac{x - \mu}{\sigma}$	$x = u\sigma + \mu$
Log-normale	$u = \frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}$ , avec : $\lambda = \ln\left(\frac{\mu}{\sqrt{1+c^2}}\right)$ ; $\xi = \sqrt{\ln(1+c^2)}$ ; $c = \sigma/\mu$	$x = \exp(u\xi + \lambda)$
Gumbel	$u = \Phi^{-1}\left(\exp\left(-\exp\left(-\frac{x-b}{a}\right)\right)\right)$	$x = b - a \ln(-\ln(\Phi(u)))$
Uniforme	$u = \Phi^{-1}\left(\frac{x-a}{b-a}\right)$	$x = \Phi(u) \cdot (b-a) + a$
Exponentielle	$u = \Phi^{-1}(1 - \exp(-\lambda x))$	$x = \left(-\frac{1}{\lambda}\right) \cdot \ln(1 - \Phi(u))$
Weibull	$u = \Phi^{-1}\left[1 - \exp\left(-\left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^\alpha\right)\right]$	$x = \beta(-\ln(1 - \Phi(u)))^{1/\alpha} + \gamma$

(\*) Les paramètres de ces lois de probabilité sont présentés en annexe B.

#### 4.2.2 Transformation de Rosenblatt

La transformation de Rosenblatt donne une solution générale pour le cas des variables dépendantes lorsque la fonction de distribution conjointe  $F_{X1, X2, \dots, Xn}(x_1, x_2, \dots, x_n)$  est connue, ce qui est particulièrement difficile à obtenir [Rosenblatt 1952].

La transformation s'écrit :

$$\begin{aligned}
 u_1 &= \Phi^{-1}(F_{X1}(x_1)) \\
 u_2 &= \Phi^{-1}(F_{X2}(x_2 | x_1)) \\
 &\vdots \\
 u_i &= \Phi^{-1}(F_{Xi}(x_i | x_1, x_2, \dots, x_{i-1})) \\
 &\vdots \\
 u_n &= \Phi^{-1}(F_{Xn}(x_n | x_1, x_2, \dots, x_{n-1}))
 \end{aligned} \tag{4.16}$$

Dans ces expressions,  $F_{X_i}(x_i | x_1, x_2, \dots, x_{i-1})$  est la fonction de répartition de  $X_i$  conditionnée par  $X_1 = x_1, X_2 = x_2, \dots, X_{i-1} = x_{i-1}$  (elle est obtenue à partir des formules 4.17 et 4.18) :

$$f_{X_i}(x_i | x_1, \dots, x_{i-1}) = \frac{f_{X_1, X_2, \dots, X_i}(x_1, x_2, \dots, x_i)}{f_{X_1, \dots, X_{i-1}}(x_1, \dots, x_{i-1})} \quad (4.17)$$

$$F_{X_i}(x_i | x_1, \dots, x_{i-1}) = \frac{\int_{-\infty}^{x_i} f_{X_1, X_2, \dots, X_i}(x_1, x_2, \dots, x_{i-1}, t_i) dt_i}{f_{X_1, \dots, X_{i-1}}(x_1, \dots, x_{i-1})} \quad (4.18)$$

La transformation inverse est obtenue de la même manière :

$$\begin{aligned} x_1 &= F_{X_1}^{-1}(\Phi(u_1)) \\ &\vdots \\ x_n &= F_{X_n}^{-1}(\Phi(u_n) | x_1, \dots, x_{n-1}) \end{aligned} \quad (4.19)$$

Elle donne une solution générale pour construire la transformation de l'espace des variables physiques vers l'espace des variables normées centrées et décorrélées. Cette transformation présente deux inconvénients :

- il faut disposer de la densité conjointe du vecteur aléatoire, ce qui est une information riche mais rarement disponible ;
- la transformation n'est pas unique selon l'ordre choisi pour les composants du vecteur aléatoire.

#### A) Exemple : couple de variables Gaussiennes

Cet exemple est issu de [Lemaire *et al.* 2005]. Soit  $X_1$  et  $X_2$  un couple de variables Gaussiennes de moyennes  $m_1$  et  $m_2$  et d'écart-types  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ . Le coefficient de corrélation est  $\rho, |\rho| < 1$ . La fonction de densité conjointe de probabilité est alors :

$$f_{X_1, X_2}(x_1, x_2) = \frac{1}{2\pi\sigma_1\sigma_2\sqrt{1-\rho^2}} \exp \left( -\frac{\left( \left( \frac{x_1 - m_1}{\sigma_1} \right)^2 - 2\rho \frac{x_1 - m_1}{\sigma_1} \frac{x_2 - m_2}{\sigma_2} + \left( \frac{x_2 - m_2}{\sigma_2} \right)^2 \right)}{2(1-\rho^2)} \right)$$

Si l'on effectue un changement de variable (Tableau 4-1) :

$$\hat{u}_1 = \frac{x_1 - m_1}{\sigma_1} \quad \text{et} \quad \hat{u}_2 = \frac{x_2 - m_2}{\sigma_2}$$

La notation  $\hat{u}$  définit des variables normées, centrées mais dépendantes.

Après changement de variable, on obtient :

$$f_{\hat{u}_1, \hat{u}_2}(\hat{u}_1, \hat{u}_2) = \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left(-\frac{2}{2(1-\rho^2)}(\hat{u}_1^2 - 2\rho\hat{u}_1\hat{u}_2 + \hat{u}_2^2)\right)$$

On calcule ensuite les densités de probabilité marginales :

$$f_{\hat{u}_1}(\hat{u}_1) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{\hat{u}_1, \hat{u}_2}(\hat{u}_1, t_2) dt_2 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\hat{u}_1^2\right) = \phi(\hat{u}_1)$$

$$f_{\hat{u}_2}(\hat{u}_2) = \int_{-\infty}^{\infty} f_{\hat{u}_1, \hat{u}_2}(t_1, \hat{u}_2) dt_1 = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\hat{u}_2^2\right) = \phi(\hat{u}_2)$$

La transformation de Rosenblatt pour la première variable est obtenue à partir de :

$$F_{\hat{u}_1}(\hat{u}_1) = \int_{-\infty}^{\hat{u}_1} \phi(t_2) dt_2 = \Phi(\hat{u}_1)$$

Pour la deuxième variable, on utilise la relation 4.17 :

$$f_{\hat{u}_2}(\hat{u}_2 | \hat{u}_1) = \frac{f_{\hat{u}_1, \hat{u}_2}(\hat{u}_1, \hat{u}_2)}{f_{\hat{u}_1}(\hat{u}_1)} = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\hat{u}_2 - \rho\hat{u}_1}{\sqrt{1-\rho^2}}\right)^2\right)$$

La transformation de Rosenblatt pour la deuxième variable est obtenue à partir de :

$$F_{\hat{u}_2}(\hat{u}_2 | \hat{u}_1) = \int_{-\infty}^{\hat{u}_2} f_{\hat{u}_2}(t_2 | \hat{u}_1) dt_2 = \Phi\left(\frac{\hat{u}_2 - \rho\hat{u}_1}{\sqrt{1-\rho^2}}\right)$$

Ainsi, la transformation de Rosenblatt s'écrit :

$$u_1 = \hat{u}_1 = \frac{x_1 - m_1}{\sigma_1} \quad \text{et} \quad u_2 = \frac{\hat{u}_2 - \rho\hat{u}_1}{\sqrt{1-\rho^2}} = \frac{1}{\sqrt{1-\rho^2}} \left( \frac{x_2 - m_2}{\sigma_2} - \rho \frac{x_1 - m_1}{\sigma_1} \right)$$

La matrice de transformation de Rosenblatt est la matrice triangulaire inférieure de la décomposition de Cholesky de la matrice de corrélation sous la forme :

$$[\rho] = [L][L]^t \quad (4.20)$$

$$[\rho] = [L][L]^t \Rightarrow \begin{bmatrix} 1 & \rho \\ \rho & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ \rho & \sqrt{1-\rho^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \rho \\ 0 & \sqrt{1-\rho^2} \end{bmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{u}_2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ \rho & \sqrt{1-\rho^2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} = [L]^{-1} \begin{pmatrix} \hat{u}_1 \\ \hat{u}_2 \end{pmatrix} \quad [L]^{-1} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -\rho & 1 \\ \sqrt{1-\rho^2} & \sqrt{1-\rho^2} \end{bmatrix}$$

Généralisation : si  $\{\hat{U}\}$  est un vecteur de variables gaussiennes centrées, réduites et corrélées par  $[\rho]$ , et si  $[\rho] = [L] [L]^t$ , alors :

$$\{U\} = [L]^{-1} \{\hat{U}\} \quad (4.21)$$

est un vecteur de variables gaussiennes centrées, réduites et non corrélées.

### 4.2.3 Transformation de Nataf

La transformation de Rosenblatt donne une solution à la normalisation d'un vecteur de variables aléatoires lorsque la densité conjointe de probabilité est connue.

La transformation de Nataf ne demande que la connaissance des moyennes  $m_{X_i}$ , des écarts-types  $\sigma_{X_i}$ , de la matrice de corrélation  $\rho_{X_i X_j} = \rho_{ij}$  et des distributions marginales de chaque variable aléatoire  $X_i$  [Nataf 1962].

#### A) Cas de 2 variables aléatoires

Soient  $X_1$  et  $X_2$  deux variables aléatoires corrélées, avec des fonctions marginales  $F_{X_i}(x_i)$  connues.  $\hat{U}_1$  et  $\hat{U}_2$  sont des variables gaussiennes, centrées, réduites, mais corrélées, obtenues par la transformation.

$$\hat{u}_i = \Phi^{-1}(F_{X_i}), \quad i = 1, 2 \quad (4.22)$$

Selon Nataf, il est possible d'associer une fonction de densité conjointe aux variables  $X_1$  et  $X_2$ , sachant que les variables  $\hat{U}_1$  et  $\hat{U}_2$  ont une distribution conjointe normale, par la relation suivante :

$$f_{X_1, X_2}(x_1, x_2) = \phi_2(\hat{u}_1, \hat{u}_2, \rho_{0,12}) \cdot \frac{f_{X_1}(x_1) \cdot f_{X_2}(x_2)}{\phi(\hat{u}_1) \cdot \phi(\hat{u}_2)} \quad (4.23)$$

où  $f_{X_i}(x_i) = dF_{X_i}(x_i)/dx_i$  et  $\phi_2(\hat{u}_1, \hat{u}_2, \rho_{0,12})$  est la densité normale de dimension 2, de moyennes nulles, d'écarts-types unitaires et de corrélation  $\rho_{0,12}$  :

$$\phi_2(\hat{u}_1, \hat{u}_2, \rho_{0,12}) = \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho_{0,12}^2}} \exp\left[-\frac{\hat{u}_1^2 - 2 \cdot \rho_{0,12} \cdot \hat{u}_1 \cdot \hat{u}_2 + \hat{u}_2^2}{2 \cdot (1-\rho_{0,12}^2)}\right]$$

La relation entre  $\rho_{0,12}$  et  $\rho_{12}$  est obtenue à partir de la définition de la corrélation :

$$\rho_{12} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{x_1(\hat{u}_1) - m_{X_1}}{\sigma_{X_1}} \frac{x_2(\hat{u}_2) - m_{X_2}}{\sigma_{X_2}} \phi_2(\hat{u}_1, \hat{u}_2, \rho_{0,12}) d\hat{u}_1 d\hat{u}_2 \quad (4.24)$$



**Calcul de la corrélation  $\rho_{0,ij}$** 

L'utilisation de la relation 4.22 est délicate et les auteurs [Der Kiureghian *et al.* 1986] ont introduit une relation semi-empirique entre les coefficients de corrélation pour faciliter le calcul de la corrélation  $\rho_{0,ij}$  :

$$f = \frac{\rho_{0,ij}}{\rho_{ij}} \quad (4.25)$$

[Der Kiureghian *et al.* 1986] montrent comment appliquer cette transformation et donnent des tableaux pour évaluer  $f$  en fonction des lois et de leurs paramètres, de telle sorte qu'il n'est pas nécessaire d'évaluer l'expression exacte donnée par 4.24.

Le Tableau 4-2 donne les valeurs de  $f$  et de l'erreur maximale pour quelques lois de probabilité dans le cas de deux variables aléatoires A et B.

Les formules pour calculer  $f$  ont été développées d'après des expressions polynomiales obtenues à partir des résultats exacts donnés par l'équation 4.24. Le domaine des valeurs des coefficients de variation  $c_X$  utilisés pour calculer les valeurs de  $f$  pour quelques cas est compris entre 0,1 et 0,5. En dehors de ce domaine, les erreurs peuvent être plus importantes.

**Tableau 4-2 : Relations semi-empiriques pour les corrélations de la transformation de Nataf.**

Loi A	Loi B	$f_{AB}$	Erreur (%)
Normale	Uniforme	1,023	0,0
Normale	Exponentielle	1,107	0,0
Normale	Gumbel	1,031	0,0
Normale	Log-normale	$c_{X_j} / \sqrt{\ln(1 + c_{X_j}^2)}$	Exact
Uniforme	Uniforme	$1,047 - 0,047 \rho^2$	0,0%
Exponentielle	Uniforme	$1,133 + 0,029 \rho^2$	0,0%
Gumbel	Uniforme	$1,055 + 0,015 \rho^2$	0,0%
Exponentielle	Exponentielle	$1,229 - 0,367 \rho + 0,153 \rho^2$	1,5%
Gumbel	Exponentielle	$1,142 - 0,154 \rho + 0,031 \rho^2$	0,2%
Gumbel	Gumbel	$1,064 - 0,069 \rho + 0,005 \rho^2$	0,0%
Log-normale	Uniforme	$1,019 + 0,014 c_{X_j} + 0,010 \rho^2 + 0,249 c_{X_j}^2$	0,7%
Log-normale	Exponentielle	$1,098 + 0,003 \rho + 0,019 c_{X_j} + 0,025 \rho^2 + 0,303 c_{X_j}^2 - 0,437 \rho c_{X_j}$	1,6%
Log-normale	Gumbel	$1,029 + 0,001 \rho + 0,014 c_{X_j} + 0,004 \rho^2 + 0,233 c_{X_j}^2 - 0,197 \rho c_{X_j}$	0,3%
Log-normale	Log-normale	$\frac{\ln(1 + \rho c_{X_i} c_{X_j})}{\rho \sqrt{\ln(1 + c_{X_i}^2) \ln(1 + c_{X_j}^2)}}$	exact

### C) Généralisation à $n$ variables

Pour la généralisation à  $n$  variables, il faut définir les variables normales centrées unitaires  $\hat{U} = (\hat{U}_1, \dots, \hat{U}_n)$ , lesquelles sont corrélées deux à deux. Le modèle de densité conjointe est alors :

$$f_{\{x\}}(\{x\}) = \phi_n(\{\hat{u}\}, [\rho_0]) \frac{f_{x_1}(x_1) \dots f_{x_n}(x_n)}{\phi(\hat{u}_1) \dots \phi(\hat{u}_n)} \quad (4.26)$$

Où  $\phi_n(\{\hat{u}\}, [\rho_0])$  est la fonction de densité conjointe de probabilité multi-normale de dimension  $n$  et  $[\rho_0]$  est la matrice des coefficients de corrélation. Les éléments de  $[\rho_0]$  sont obtenus à partir de la relation pour 2 variables (relation 4.24) ou des tableaux donnés par Der Kiureghian, en fonction des distributions marginales et du coefficient de corrélation.

La transformation en variables indépendantes s'écrit alors :

$$u_i = T_i(x_j) = \sum_j \Gamma_{0,ij} \hat{u}_j = \sum_j \Gamma_{0,ij} \Phi^{-1}(F_{x_j}(x_j)) \quad (4.27)$$

Où  $[\Gamma_0] = [L]^{-1}$  (relation 4.20) est l'inverse de la matrice triangulaire inférieure de la décomposition de Cholesky de  $[\rho_0]$ . Pour des variables non normales, la transformation est non linéaire.

La transformation isoprobabiliste se réalise dans la plupart des cas point par point.

A titre d'illustration, on prend l'exemple présenté dans ce chapitre (§ 4.1.2-A) et un point quelconque  $x_i$  ( $x_1 = r = 6, x_2 = s = 4$ ).

A l'aide de la relation 4.14 ou du Tableau 4-1, on commence par une transformation vers des variables gaussiennes, centrées, normées, mais corrélées  $\hat{u}_i$  ( $\hat{u}_1 = \hat{u}_R = 0,79, \hat{u}_2 = \hat{u}_S = -0,33$ ).

Pour la transformation de Nataf, on calcule la corrélation fictive par la relation 4.24 ou par le Tableau 4-2, et on obtient  $\rho_0 = 0,503$ . On réalise ensuite la décomposition de Cholesky pour évaluer la matrice inférieure  $[L]$  indiquée dans la relation 4.20.

$$[\rho_0] = [L][L]^t \Rightarrow \begin{bmatrix} 1 & \rho_0 \\ \rho_0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ \rho_0 & \sqrt{1-\rho_0^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \rho_0 \\ 0 & \sqrt{1-\rho_0^2} \end{bmatrix} \Rightarrow [L] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0,503 & 0,864 \end{bmatrix}$$

Finalement, la décorrélation des variables  $\hat{u}_i$  est réalisée par la relation 4.21 et on obtient le point  $u_i$  ( $u_1 = u_R = 0,79 ; u_2 = u_S = -0,844$ ) placé dans l'espace normé.

### 4.3 Méthodes d'approximation et mesures de sensibilité

Ce paragraphe présente le principe et quelques éléments de base permettant de mettre en œuvre les méthodes d'approximation de la surface d'état-limite FORM et SORM, ainsi que des mesures de sensibilité issues de ces méthodes d'approximation.

#### 4.3.1 Méthode FORM

##### A) Principe de la méthode FORM

La méthode FORM (First Order Reliability Method) est une méthode basée sur une approximation linéaire de la surface de l'état-limite dans l'espace normé (Figure 4-3).

La première étape de la méthode FORM consiste à réaliser le passage de l'espace des variables physiques ( $X_i$ ) vers l'espace des variables gaussiennes, normées, centrées et indépendantes ( $U_i$ ). Ce passage est réalisé à partir d'une transformation isoprobabiliste ( $T$ ), comme celles présentées dans le paragraphe précédent (§ 4.2).

A partir de ce changement de variable, la fonction de performance  $G(\{X\})$  définie dans l'espace physique est notée  $H(\{U\}) = G(T^{-1}\{U\})$  dans l'espace normé. La probabilité de défaillance décrite par la relation 4.4 dévient :

$$P_f = \int_{G(T^{-1}\{U\}) \leq 0} \phi_n(u) du_1 \dots du_n = \int_{H(\{U\}) \leq 0} \phi_n(u) du_1 \dots du_n \quad (4.28)$$

La deuxième étape de la méthode FORM consiste en la détermination du point du domaine de défaillance le plus vraisemblable  $p^*$  (nommé également point de conception). Le point  $p^*$  est le point du domaine de défaillance le plus proche de l'origine dans l'espace normé. Les coordonnées du point  $p^*$  sont notées  $u^*$ . La détermination du point  $p^*$  consiste à résoudre le problème d'optimisation suivant :

$$p^* = \arg \min \{ \|u\| \mid H(u) \leq 0 \} \quad (4.29)$$

Le paragraphe suivant présente deux algorithmes pour déterminer le point  $p^*$ .

L'indice de fiabilité  $\beta$  proposé par Hasofer et Lind correspond à la distance entre le point  $p^*$  et l'origine de l'espace normé :

$$\beta = \min \left( \sqrt{\sum_i u_i^2} \right) \quad \text{sous la contrainte : } H(u) \leq 0 \quad (4.30)$$

L'étape suivante de la méthode FORM consiste à réaliser une approximation linéaire de la surface de l'état-limite dans l'espace normé. Ceci consiste à remplacer la surface d'état-limite réelle  $H(u) = 0$  par un hyper-plan tangent au point de conception  $p^*$  (Figure 4-3). L'équation d'un tel hyper-plan ( $\Pi$ ) est donnée par :

$$(\Pi): \tilde{H}(u) = \sum_i \alpha_i u_i + \beta = 0 \quad \forall i = 1, n \quad (4.31)$$

Où  $\alpha_i$  désigne les cosinus directeurs de la direction  $p^*O$ , ou cosinus directeurs du gradient de  $H$  au point  $p^*$ .

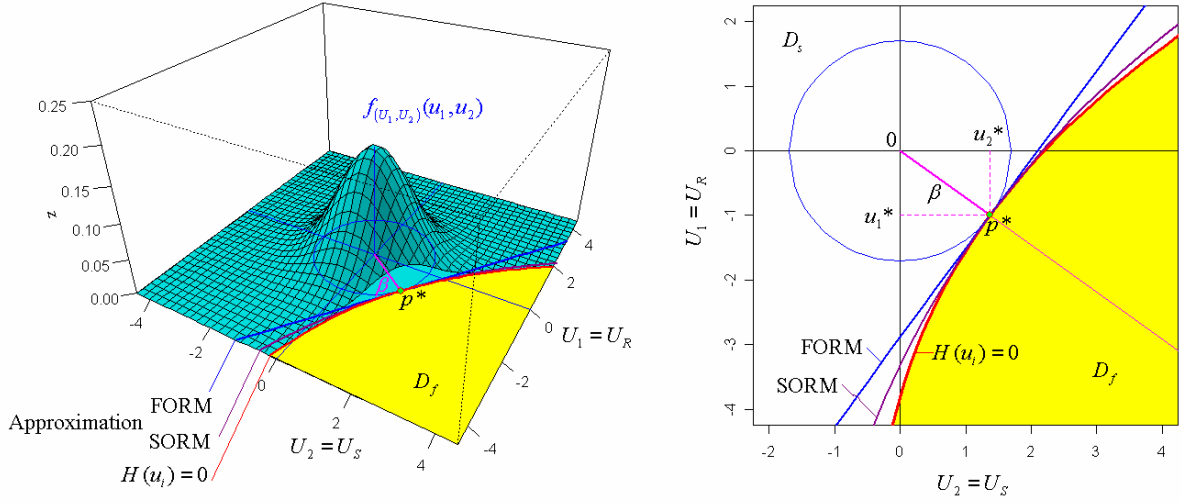


Figure 4-3 : Exemple d'approximation FORM et SORM de la surface d'état-limite.

La dernière étape de la méthode FORM consiste à évaluer la probabilité de défaillance  $P_f$  représentée par la relation 4.28. Grâce à l'approximation linéaire de la surface de l'état-limite et considérant que la densité de probabilité conjointe  $\phi_n(u)$  est symétrique rotationnellement, la probabilité de défaillance  $P_f$  est estimée par la relation suivante :

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \quad (4.32)$$

Dans laquelle  $\Phi$  est la fonction de distribution de probabilité de la loi normale centrée réduite à 1 dimension  $N(0,1)$

La précision de l'approximation FORM dépend de la forme de l'état-limite au point de défaillance le plus probable. La solution n'est exacte que si l'état-limite est linéaire dans l'espace des variables réduites ou tout au moins au voisinage du point de défaillance.

### B) Détermination du point $p^*$

Une difficulté majeure dans la méthode FORM consiste en la détermination du point  $p^*$ . Plusieurs méthodes d'optimisation permettent de résoudre ce problème. Parmi ces méthodes, ce paragraphe résume les algorithmes nommés HLRF et iHLRF.

#### Algorithme HLRF

L'algorithme HLRF est résumé par les étapes suivantes : [Lemaire *et al.* 2005]

- (1) choisir un point de départ  $\{u\}^{(k)}$ , généralement l'origine du repère en l'absence d'informations spécifiques ;
- (2) évaluer la fonction d'état-limite  $H(u^{(k)})$  ;
- (3) calculer le gradient de l'état-limite  $\{\nabla H(u^{(k)})\}$  et sa norme  $\|\nabla H(u^{(k)})\|$  ;
- (4) calculer  $\{\alpha\}^{(k)}$  par la relation 4.34 ;

- (5) calculer  $\beta^{(k)}$  par la relation 4.35 ;
- (6) calculer :  $\{u\}^{(k+1)}$  par la relation 4.36 ;
- (7) si  $\|\{u\}^{(k+1)} - \{u\}^{(k)}\| \leq \epsilon$  arrêter le calcul, sinon faire  $k=k+1$  et aller en (2).

Dans cet algorithme,  $\epsilon$  correspond à l'erreur admise pour la définition du critère d'arrêt, et  $k$  désigne le numéro de l'itération analysée.

Après convergence, on vérifie que  $\{u\}^{(k+1)} = \{u\}^{(k)}$  et  $H(u^{(k)}) = 0$ . L'algorithme est stoppé selon un critère d'arrêt (étape 6) calculé soit à partir d'une norme du vecteur  $\{u\}$ , par exemple :  $\|\{u\}^{(k+1)} - \{u\}^{(k)}\| < \epsilon$  soit à partir d'une tolérance sur chacune des composantes du vecteur  $\{u\}$ .

$$\{\nabla H(u^{(k)})\} = \left\{ \frac{\partial H(u^{(k)})}{\partial u^{(k)}} \right\} \quad (4.33)$$

$$\{\alpha\}^{(k)} = \frac{\{\nabla H(u^{(k)})\}}{\|\nabla H(u^{(k)})\|} \quad (4.34)$$

$$\beta^{(k)} = -\left(\langle u \rangle^{(k)} \{\alpha\}^{(k)}\right) + \frac{H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u^{(k)})\|} \quad (4.35)$$

$$\{u\}^{(k+1)} = -\beta^{(k)} \{\alpha\}^{(k)} \quad (4.36)$$

A titre d'illustration, le tableau suivant résume quelques itérations de l'algorithme HLFR mis en place dans le cas de l'exemple présenté dans les paragraphes précédents (§ 4.1.2-A).

**Tableau 4-3 : Exemple d'illustration de l'algorithme HLFR.**

Itération (k)	$u_R$	$u_S$	$H(u_i)$	$\partial H / \partial u_R$	$\partial H / \partial u_S$	$\alpha(u_R)$	$\alpha(u_S)$	$\beta$
1	0	0	1,14	0,49	-0,52	0,68	-0,73	1,61
2	-1,10	1,17	0,07	0,37	-0,52	0,58	-0,82	1,70
3	-0,98	1,38	0	0,38	-0,52	0,59	-0,81	1,70
4	-1,00	1,37	0	0,38	-0,52	0,59	-0,81	1,70
5	-1,00	1,37	0	0,38	-0,52	0,59	-0,81	1,70

Pour cet exemple, les coordonnées du point  $p^*$  sont déterminées à la quatrième itération :  $u^* = (u_R^*, u_S^*) = (-1,00 ; 1,37)$

#### Algorithme iHLRF

Une version améliorée de HLRF a été proposée par [Zhang *et al.* 1995] en intégrant une recherche du pas optimal. Les auteurs démontrent la convergence incondiionnelle de l'algorithme. L'itération HLRF 4.36 est réécrite sous la forme 4.37 :

$$\{u\}^{(k+1)} = \{u\}^{(k)} + \eta^{(k)} \left[ \left( \langle u \rangle^{(k)} \{ \alpha \}^{(k)} - \frac{H(u^{(k)})}{\|\nabla H(u^{(k)})\|} \right) \cdot \{ \alpha \}^{(k)} - \{u\}^{(k)} \right] \quad (4.37)$$

où  $\eta^{(k)}$  est le pas à optimiser. On retrouve l'algorithme HLRP avec une valeur de  $\eta^{(k)} = 1$ .

La règle d'Armijo donne une solution approchée pour le choix du pas  $\eta^{(k)}$  :

$$\eta^{(k)} = \max_{l \in N} \left( b^l \left| \psi(\{u\}^{(k)} + b^l \{d\}^{(k)}) - \psi(\{u\}^{(k)}) \right| \leq ab^l \|\nabla \psi(\{u\}^{(k)})\|^2 \right) \quad (4.38)$$

avec  $a$  et  $b \in ]0,1[$ . Une valeur de 0,5 est couramment prise pour  $a$  et  $b$ .

La fonction de mérite  $\psi$  proposée par [Zhang *et al.* 1995] est :

$$\psi(\{u\}) = 1/2 \|\{u\}\|^2 + c |H(\{u\})| \quad (4.39)$$

Dans laquelle le choix d'une constante  $c > \|\{u\}\| / \|\nabla H(\{u\})\|$  assure les conditions suffisantes d'une convergence inconditionnelle.

### C) Détermination numérique des gradients

La plupart des méthodes d'analyse de fiabilité demandent le calcul des gradients pour déterminer la distance minimale entre l'origine de l'espace normé et l'état-limite. De plus, le calcul des gradients est également nécessaire pour l'évaluation des mesures de sensibilité (§ 4.3.3). Lorsque la fonction de la surface de l'état-limite ne présente pas une forme explicite, ce gradient peut être obtenu par différences finies numériques.

Dans les algorithmes de fiabilité, le calcul est principalement effectué dans l'espace normé. La transformation isoprobabiliste (§ 4.2) permet de passer de l'espace physique à celui-ci. On cherche donc des quantités de la forme :

$$\frac{\partial G(x_k)}{\partial x_i} \quad (4.40)$$

L'expression suivante constitue une différence finie centrée, permettant le calcul numérique des gradients :

$$\frac{\partial G(x)}{\partial x} \approx \frac{G(x+h) - G(x-h)}{2h} \quad (4.41)$$

La dérivée seconde par rapport à une variable est obtenue par :

$$\frac{\partial^2 G(x)}{\partial x^2} \approx \frac{G(x+h) + G(x-h) - 2G(x)}{h^2} \quad (4.42)$$

Le calcul de la dérivée seconde croisée (mixte), pour des pas respectifs  $h > 0$  et  $k > 0$ , est donné par :

$$\frac{\partial^2 G(x, y)}{\partial x \partial y} \approx \frac{G(x+h, y+k) - G(x+h, y-k) - G(x-h, y+k) + G(x-h, y-k)}{4hk} \quad (4.43)$$

L'évaluation des dérivées secondes permet le calcul des courbures à utiliser dans l'approximation SORM (§ 4.3.2).

### 4.3.2 Méthode SORM

#### A) Principe de la méthode SORM

La méthode SORM (Second Order Reliability Method) comporte les mêmes étapes que la méthode FORM, mais à la différence de celle-ci, elle vise à prendre en compte les courbures de la fonction d'état-limite afin d'obtenir une meilleure approximation de la probabilité de défaillance. Dans la méthode SORM, la fonction d'état-limite est approchée par une hyper-surface de degré 2, laquelle est définie à partir du calcul des courbures de la surface de l'état-limite au point  $p^*$ .

#### B) Approximation par une hyper-surface de degré 2 et calcul des courbures

Une hyper-surface couramment utilisée pour la méthode SORM est un paraboloïde de la forme :

$$m_p(y) = -y_n + \sum_{i=1}^{n-1} \lambda_i y_i^2 \leq -\beta \quad (4.44)$$

Ce paraboloïde est placé dans un repère de variables  $y$  obtenues par une rotation des variables  $u$  plaçant  $y_n$  selon la direction  $Op^*$  (Figure 4-3).

Les courbures principales  $k_i$  de ce paraboloïde au point  $p^*$  sont données par :

$$k_i = 2 \lambda_i \quad (4.45)$$

Le paraboloïde à utiliser doit présenter les mêmes courbures au point  $p^*$  que la surface de l'état-limite. La détermination du développement de Taylor de 2<sup>o</sup> ordre de la surface de l'état-limite et d'une rotation de celle-ci permet le calcul des courbures nécessaires pour définir le paraboloïde à utiliser pour cette approximation.

On part de la fonction  $H(u)$  obtenue après transformation isoprobabiliste. Ensuite, on calcule le développement de Taylor de second ordre de  $H$  au point  $u^*$  :

$$H_0(u) = \nabla H(u)|_{u^*} (u - u^*) + \frac{1}{2} (u - u^*)^T \nabla^2 H(u)|_{u^*} (u - u^*) \quad (4.46)$$

où  $\nabla^2 H$  est la matrice des dérivées secondes de  $H$ , usuellement appelée le Hessien de  $H$ .

On norme ensuite le gradient et on obtient la fonction  $\tilde{H}$  qui définit le même état-limite :

$$\tilde{H}(u) = \alpha (u - u^*) + (u - u^*)^T [B] (u - u^*) \quad (4.47)$$

$$\text{avec} \quad \alpha = \frac{\nabla H(u)}{\|\nabla H(u)\|} \Big|_{u^*} \quad \text{et} \quad [B] = \frac{\nabla^2 H(u)}{2\|\nabla H(u)\|} \Big|_{u^*}$$

On effectue ensuite un changement orthogonal de coordonnées, noté  $v = [R] u$ , construit afin d'obtenir pour coordonnées de  $v^* = [R] u^*$  le point  $(0, \dots, 0, \beta)$ . On a, dans ces conditions avec  $\beta = -\alpha u^*$  :

$$v = [R] u = \begin{bmatrix} [R_{n-1}] \\ -\alpha^t \end{bmatrix} u = \begin{bmatrix} [R_{n-1}] u \\ -\alpha^t u \end{bmatrix} = \begin{Bmatrix} [R_{n-1}] u \\ v_n \end{Bmatrix} \quad (4.48)$$

où  $[R_{n-1}]$  représente les  $n-1$  premières lignes de  $[R]$ .

Dans ce nouveau système de coordonnées, la fonction  $\tilde{H}$  s'écrit :

$$\tilde{H}(v) = (-v_n + \beta) + \begin{Bmatrix} \bar{v} \\ v_n - \beta \end{Bmatrix}^t [R][B][R]^t \begin{Bmatrix} \bar{v} \\ v_n - \beta \end{Bmatrix} \quad (4.49)$$

En notant  $\bar{v}$  le vecteur à  $(n-1)$  composantes  $(v_1, \dots, v_{n-1})$ . Ensuite on décompose la matrice  $[R][B][R]^t = [A]$  en blocs adaptés à la décomposition du vecteur :

$$[A] = \begin{bmatrix} [A_{n-1}] & C \\ C^t & a_{nn} \end{bmatrix} \quad (4.50)$$

$$\tilde{H}(v) = -v_n + \beta + \bar{v} [A_{n-1}] \bar{v} + 2(v_n - \beta) C^t \bar{v} + a_{nn} (v_n - \beta)^2 \quad (4.51)$$

Les approximations quadratiques sont déterminées à partir de ces expressions.

Pour la forme parabolique représentée par la relation (4.44), les coefficients  $\lambda_i$  sont les valeurs propres de la matrice  $[A_{n-1}]$  et les courbures principales sont finalement déterminées par la relation (4.45)

### C) Approximation SORM

La méthode SORM permet d'obtenir une approximation de la probabilité de défaillance en tenant compte des courbures de l'état-limite au point  $p^*$ . Par exemple, une courbure positive (convexité tournée vers l'origine) a tendance à diminuer la probabilité de défaillance par rapport à l'approximation FORM.

La formule de Breitung permet d'évaluer quantitativement l'influence des courbures sur l'évaluation de la probabilité de défaillance [Breitung 1984] :

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \left( \sum_{\alpha=1}^n \left( \prod_{j=1}^{n-1} (1 + \beta \kappa_j^{(\alpha)})^{-1/2} \right) \right) \quad (4.52)$$

Où  $\kappa_j^{(\alpha)}$  sont les courbures principales des points  $u^{(\alpha)}$  pour lesquels  $\|u^{(\alpha)}\| = \beta$ .

Pratiquement, la relation est généralement appliquée avec un seul point :



$$P_f \approx \Phi(-\beta) \left( \prod_{j=1}^{n-1} \frac{1}{\sqrt{1 + \beta \kappa_j}} \right) \quad (4.53)$$

Les méthodes FORM et SORM qui sont des méthodes d'approximation, sont généralement bien suffisantes, compte tenu des incertitudes existant par ailleurs [Lannoy 2004].

A titre d'illustration, le calcul des courbures de l'état-limite de l'exemple du § 4.1.2-A se résume dans les étapes suivantes :

$$\text{Calcul du Hessien, } \nabla^2 H(u_i) = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 H}{\partial u_R^2} & \frac{\partial}{\partial u_R} \left( \frac{\partial H}{\partial u_S} \right) \\ \frac{\partial}{\partial u_S} \left( \frac{\partial H}{\partial u_R} \right) & \frac{\partial^2 H}{\partial u_S^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,10 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Calcul des matrices B, R et A :

$$[B] = \begin{bmatrix} 0,078 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad [R] = \begin{bmatrix} 0,81 & 0,59 \\ -0,59 & 0,81 \end{bmatrix}, \text{ avec } |R| = 1; \quad [A] = \begin{bmatrix} 0,051 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

A partir de la matrice A, on obtient le coefficient  $\lambda_i = 0,051$  qui permet de définir le paraboloïde de la relation 4.44 (Figure 4-3), pour lequel la courbure  $k_i = 0,102$  est déterminée par la relation 4.45. La courbure du paraboloïde de la Figure 4-3 a été volontairement diminuée afin de pouvoir le distinguer de la surface d'état-limite.

### 4.3.3 Analyse de sensibilité

Une analyse de sensibilité vise à connaître le poids d'une variable et à identifier l'influence de sa variation sur la fonction de performance et sur la fiabilité de la structure.

#### A) Sensibilité de la fonction de performance

Elle s'intéresse à la variation de la fonction de performance lors de l'évolution d'une variable. Cette sensibilité  $s_i$  correspond à la dérivée de la fonction de performance  $G(\{x\})$  par rapport aux variables  $x_i$  :

$$s_i = \frac{\partial G(\{x\})}{\partial x_i} = \nabla_i G(\{x\}) \quad (4.54)$$

Une « normalisation » de cette expression peut être réalisée afin de pouvoir effectuer des comparaisons plus significatives entre les variables.

$$\bar{s}_i = \frac{\partial G(\{x\})}{\partial x_i} \frac{x_i}{G(\{x\})} \Big|_{\{x\}=\{x_r\}} \quad (4.55)$$

Cette quantité, sans dimension, est dénommée élasticité mécanique.

Le calcul des sensibilités de la fonction de performance offre, dans la plupart des cas pratiques, des indications raisonnables sur l'importance relative des différentes variables du système.

### ***B) Sensibilité de la fiabilité***

Les variables peuvent avoir une faible influence sur la variation de la fonction de performance, mais présenter une grande dispersion probabiliste.

L'étude de l'importance des variables aléatoires et de leurs paramètres de distribution permet d'avoir une idée claire et précise sur la fiabilité d'une structure. Elle vise à évaluer les effets des variations sur la défaillance du système mesurée par  $\beta$  au point de défaillance le plus probable. Il existe plusieurs mesures d'importance : [Lemaire *et al.* 2005]

- la sensibilité de l'indice de fiabilité  $\beta$  aux variables de conception ;
- la sensibilité de  $\beta$  aux paramètres des lois de distribution ;
- la sensibilité de  $\beta$  aux paramètres de la fonction de performance ;

auxquelles il est possible d'associer également les élasticités correspondantes.

#### Sensibilité de $\beta$ aux variables aléatoires normées :

$$\beta = -\{\alpha\}^t \{u\} \Rightarrow \left. \frac{\partial \beta}{\partial u_i} \right|_{\{u^*\}} = -\alpha_i \quad (4.56)$$

Les cosinus directeurs représentent les sensibilités de l'indice de fiabilité dans l'espace normé vis-à-vis de chacune des variables aléatoires normées.

Comme  $\sum_i \alpha_i^2 = 1$ , il est usuel de représenter l'influence de la variabilité des variables de conception sous la forme d'un diagramme circulaire de surface unitaire.

#### Sensibilité de $\beta$ aux variables aléatoires physiques :

Elle peut être évaluée à partir de l'expression suivante :

$$\{\gamma_{phys}\} = \frac{[J]^t \{\alpha\}}{\|[J]^t \{\alpha\}\|} \quad \text{avec} \quad [J] = \left. \frac{\partial T_i(\{x\})}{\partial x_j} \right|_{\{x^*\}} \quad (4.57)$$

Pour le cas de variables physiques dépendantes, le principe est d'estimer l'importance des variables  $\{\hat{x}\}$  dans la variance totale par le vecteur d'importance  $\{\gamma\}$  défini par :

$$\{\gamma\} = \frac{[\sigma_{\hat{x}}][J]^t \{\alpha\}}{\|[\sigma_{\hat{x}}][J]^t \{\alpha\}\|} \quad (4.58)$$

#### Sensibilité de $\beta$ aux paramètres des lois de distribution

On considère le  $\gamma^{\text{ème}}$  paramètre  $p_i$  (noté  $p_{iy}$ ) de la variable  $X_i$ . Si les variables considérées sont indépendantes, la sensibilité de  $\beta$  aux paramètres  $p_{iy}$  des lois de distribution est évaluée par :

$$\alpha_{i\gamma} = \frac{\partial \beta}{\partial p_{i\gamma}} \Big|_{\{u^*\}} = \frac{\partial \beta}{\partial u_i} \frac{\partial u_i}{\partial p_{i\gamma}} \Big|_{\{u^*\}} = -\alpha_i \frac{1}{\phi(u_i^*)} \frac{\partial F_{X_i}(x_i^*, p_{i\gamma})}{\partial p_{i\gamma}} \quad (4.59)$$

où  $p_{i\gamma}$  sont les paramètres des lois de distribution et  $x_i^*$  est définie par  $\Phi(u_i^*) = F_{X_i}(x_i^*, p_{i\gamma})$ .

Si les variables sont corrélées, la sensibilité de  $\beta$  aux paramètres des lois de distribution est évaluée par :

$$\alpha_{i\gamma} = \frac{\partial \beta}{\partial p_{i\gamma}} \Big|_{\{u^*\}} = \sum_j \frac{\partial \beta}{\partial u_j} \frac{\partial u_j}{\partial p_{i\gamma}} \Big|_{\{u^*\}} = -\sum_j \alpha_j \frac{\partial}{\partial p_{i\gamma}} \left( \sum_k \Gamma_{0,jk} \hat{u}_k \right) \Big|_{\{u^*\}} \quad (4.60)$$

Où  $[\Gamma_0] = [L]^{-1}$  (relation 4.20) est l'inverse de la matrice triangulaire inférieure de la décomposition de Cholesky de  $[\rho_0]$ .

#### Sensibilité de $\beta$ aux paramètres de la fonction performance

On s'intéresse à l'évolution du point de conception  $p^*$  lors de la variation du paramètre  $p_i$  intervenant dans la fonction de performance :

$$\frac{\partial \beta}{\partial p_i} = \frac{1}{\|\nabla H(\{u\}, \{p\})\|} \frac{\partial H(\{u\}, \{p\})}{\partial p_i} \quad (4.61)$$

#### Elasticité des paramètres

L'élasticité des paramètres est obtenue par normalisation des sensibilités :

$$e_{pi} = \frac{p_i}{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial p_i} \Big|_{\{u^*\}} \quad (4.62)$$

#### Conclusion sur les mesures de sensibilité

Les mesures de sensibilité fiabilistes sont des éléments particulièrement importants pour le concepteur ; elles sont même plus importantes que la probabilité de défaillance elle-même (qui est très délicate à interpréter). En effet, les variables peuvent avoir une faible influence sur la variation de la fonction de performance, mais présenter une grande dispersion probabiliste et une importante influence sur la fiabilité de la structure.

## 4.4 Méthodes de simulation

Les méthodes de simulation consistent à effectuer un échantillonnage aléatoire des variables de base. La fonction d'état-limite est ensuite évaluée pour chacun des tirages, et la valeur de  $P_f$  est estimée à partir du comptage des défaillances.

Toutes les méthodes de simulation numériques utilisent un générateur de nombres pseudo-aléatoires (§ 4.4.1) pour réaliser l'échantillonnage. La méthode de simulation la plus simple est la simulation de Monte Carlo classique (§ 4.4.2), mais elle présente un coût très élevé en terme du nombre de calculs de la fonction de performance. Les méthodes de simulations de Monte Carlo conditionnées (§ 4.4.3) permettent de réduire le nombre de calculs nécessaires.

### 4.4.1 Génération de nombres pseudo-aléatoires

#### A) Génération d'une distribution uniforme

La génération de nombres pseudo-aléatoires est à la base de toutes les méthodes de simulation numérique. Elle est indispensable pour la création d'une série de réalisations des variables aléatoires selon une loi de distribution donnée. La génération de nombres aléatoires pour une loi quelconque passe toujours par la génération des réalisations de variables à distribution uniforme dans l'intervalle  $[0,1[$ .

Les algorithmes de génération de nombres pseudo-aléatoires sont basés sur des fonctions récursives déterministes. L'ensemble des nombres engendrés est donc reproductible si on injecte les mêmes conditions de départ. C'est pour cette raison qu'on les appelle « nombres pseudo-aléatoires ».

A titre d'exemple, un algorithme (générateur congruentiel mixte) utilisé pour engendrer une suite  $x_i$  est basée sur le calcul du reste de la division par un nombre entier  $m$  :

$$x_{i+1} = a x_i + c - m k_i \quad \text{avec} \quad k_i = \text{integer} \left( \frac{a x_i + c}{m} \right) \quad (4.63)$$

où  $a$ ,  $c$  et  $m$  sont des entiers non négatifs et l'opérateur  $\text{integer}(\cdot)$  désigne la partie entière de la division. Le nombre obtenu  $x_i$  appartient à l'intervalle  $[0,m[$ . Afin d'obtenir un nombre  $\bar{u}_i$  appartenant à l'intervalle  $[0,1[$ , il est nécessaire de réaliser la division :  $\bar{u}_i = x_i / m$

Dans la littérature on trouve plusieurs types de générateurs de nombres aléatoires : générateur multiplicatif, générateur congruentiel additif et générateur congruentiel mixte, par exemple.

Un exemple de générateur avec une période très élevée est le générateur « Mersenne Twister ». Il est proposé par Matsumoto et Nishimura et possède une période de  $2^{19937} - 1$ . C'est le générateur de nombres aléatoires par défaut dans des logiciels tels que R et MATLAB.

La qualité d'un générateur est définie par la bonne représentation de la loi uniforme, par l'indépendance statistique, par la reproductibilité, par la vitesse de génération et par la longueur du cycle. Pour la génération de nombres pseudo-aléatoires dans une analyse de fiabilité, il est nécessaire de prendre quelques précautions telles que la réalisation de tests de comparaison avec des résultats analytiques et une étude statistique des échantillons obtenus.

## B) Générateurs de distributions non uniformes

### Méthode de la transformation inverse

Soit  $\tilde{U}$  une variable aléatoire obéissant à une loi uniforme définie sur  $[0, 1[$  et  $\tilde{u}$  une réalisation de cette variable.

Le principe de la méthode de la transformation inverse est présenté par la figure suivante :

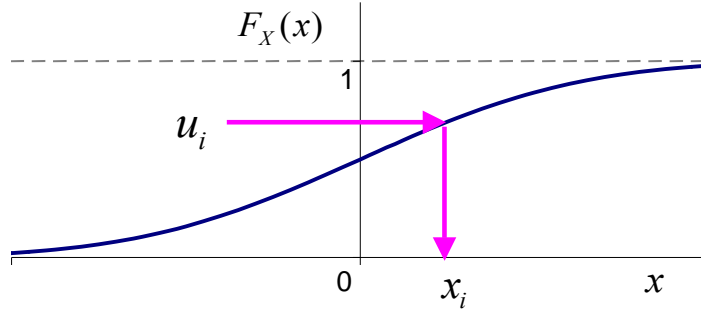


Figure 4-4 : Construction d'une variable aléatoire par inversion de la distribution de probabilité.

Si  $\tilde{U}$  est une variable aléatoire uniformément répartie sur l'intervalle  $[0,1[$ , alors la variable  $X$ , définie par l'expression 4.64 possède une fonction de répartition  $F_X(x)$  :

$$X = F_X^{-1}(\tilde{U}) \quad (4.64)$$

Ainsi, afin de générer une réalisation  $x_i$  de la variable  $X_i$ , il suffit de donner un nombre  $\tilde{u}_i$  et de déduire la variable correspondante  $x_i$  par  $x_i = F_X^{-1}(\tilde{u}_i)$ .

### Distributions quelconques corrélées

D'une manière pratique, la génération de distributions quelconques corrélées commence par la génération de variables gaussiennes centrées, réduites et indépendantes  $\{U\}$  par la méthode de la transformation inverse. Ensuite, on évalue les variables gaussiennes corrélées  $\{\hat{U}\}$  par l'expression suivante (déjà présentée au § 4.2.2) :

$$\{\hat{U}\} = [L] \{U\} \quad (4.65)$$

où  $[L]$  est la matrice triangulaire inférieure de la décomposition de Cholesky de la matrice de corrélation  $[\rho]$  (relation 4.20).

Finalement, on utilise la transformation isoprobabiliste inverse des variables Gaussiennes corrélées vers les variables physiques  $\{X\}$  de la manière suivante, variable par variable :

$$\hat{u}_i \xrightarrow{T^{-1}} x_i = F_{X_i}^{-1}(\Phi(\hat{u}_i)) \quad (4.66)$$

#### 4.4.2 Simulation de Monte-Carlo classique

Si l'on se place dans l'espace des variables normées  $\{U\}$ , la première étape des simulations de Monte Carlo consiste à effectuer des tirages dans tout l'espace selon la loi multi-normale composée de  $n$  variables  $\phi_n$  (Figure 4-5). L'intégrale à évaluer est : [Lemaire *et al.* 2005]

$$P_f = \int_{D_f} \phi_n(u_k) du_1 du_2 \cdots du_n \quad (4.67)$$

Où  $P_f$  est la probabilité de défaillance,  $\phi_n(u_k)$  est la fonction de densité multi-normale de dimension  $n$  et  $D_f$  est le domaine de défaillance défini par  $H(u_k) \leq 0$  (ou  $G(x_k) \leq 0$ ).

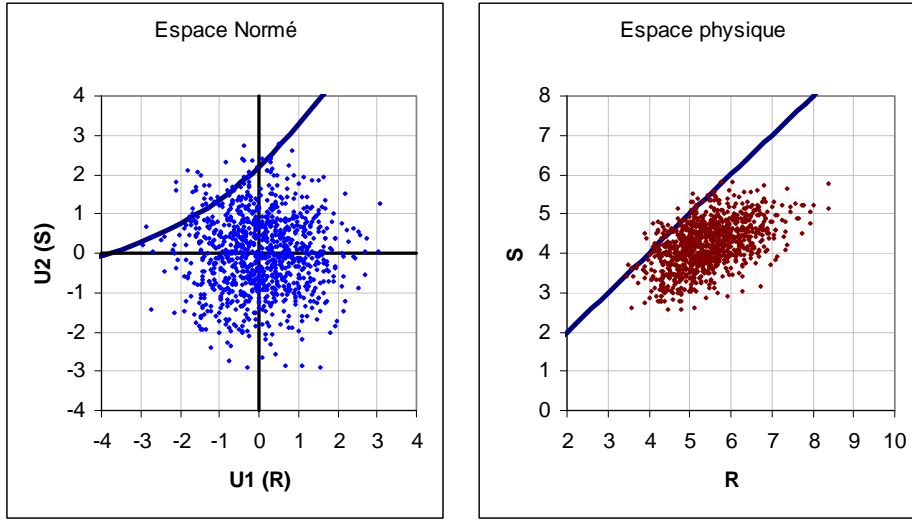


Figure 4-5 : Exemple de simulations de Monte Carlo classique (espace normé et physique).

Ensuite, on dénombre les défaillances obtenues à l'aide d'un indicateur de défaillance  $I_{Df}$  défini par :

$$I_{Df} = \begin{cases} 1 & \text{si } H(u_k) \leq 0 \\ 0 & \text{si } H(u_k) > 0 \end{cases} \quad (4.68)$$

Ainsi, l'intégrale 4.67 peut être écrite sous la forme :

$$P_f = \int_{R^n} I_{Df} \phi_n(u_k) du_1 du_2 \cdots du_n = E[I_{Df}] \quad (4.69)$$

où  $E[.]$  est l'espérance mathématique.

En pratique, la fonction de performance  $H(u)$  définie dans l'espace normé n'est pas explicite. La procédure de génération de distributions quelconques corrélées (mentionnée au § 4.4.1) permet de transformer les réalisations des variables normées  $u_i$  vers les variables  $x_i$  présentes dans la fonction de performance  $G(x)$  définie dans l'espace des variables physiques.

Pour  $N$  tirages aléatoires, une estimation de  $P_f$  et de sa variance est donnée par 4.70 et 4.71 :

$$P_f = E[I_{Df}] \approx \tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N I_{Df}^{(r)} \quad (4.70)$$

$$\text{Var}[\tilde{P}_f] = \frac{1}{N} P_f (1 - P_f) \approx \frac{1}{N} \tilde{P}_f (1 - \tilde{P}_f) \quad (4.71)$$

Pour un intervalle à 95%,  $t_{0,975} \approx u_{0,975} = 1,96$ , d'où :

$$\tilde{P}_f \left( 1 - 1,96 \sqrt{\frac{1 - \tilde{P}_f}{N \tilde{P}_f}} \right) \leq P_f \leq \tilde{P}_f \left( 1 + 1,96 \sqrt{\frac{1 - \tilde{P}_f}{N \tilde{P}_f}} \right) \quad (4.72)$$

L'indice de fiabilité associé à l'estimateur  $\tilde{P}_f$  est donné par la relation :

$$\tilde{\beta} = -\Phi^{-1}(\tilde{P}_f) \quad (4.73)$$

D'une manière générale, pour évaluer correctement une probabilité de l'ordre de  $10^{-n}$ , il faut effectuer de  $10^{n+2}$  à  $10^{n+3}$  simulations.

#### 4.4.3 Simulations de Monte Carlo conditionnées

Afin de diminuer le nombre de calculs nécessaires dans une simulation de Monte Carlo classique, les tirages sont concentrés dans des zones où on a plus de chances de trouver des défaillances, en utilisant les coordonnées du point  $p^*$ .

##### A) Tirages d'importance

La méthode des tirages d'importance (Importance Sampling) consiste à concentrer les tirages autour du point  $p^*$  (Figure 4-6).

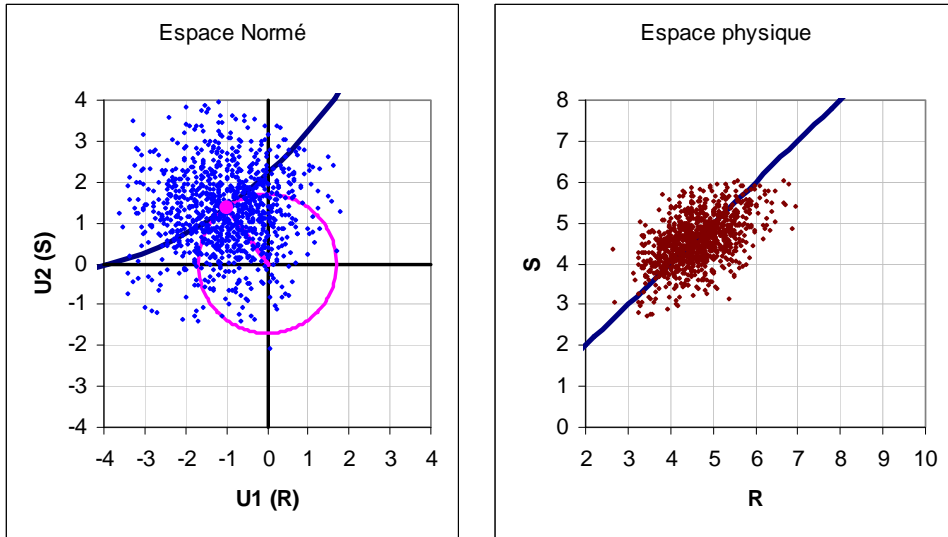


Figure 4-6 : Exemple de tirages d'importance (espace normé et espace physique).

Le point  $p^*$  peut être obtenu par les algorithmes présentés dans le paragraphe § 4.3.1.

L'intégrale à évaluer est donnée sous la forme : [Lemaire *et al.* 2005]

$$P_f = \int_{R^n} I_{Df} \frac{\phi_n(u_k)}{\psi(u_k)} \psi(u_k) du_1 du_2 \cdots du_n \quad (4.74)$$

Où  $\psi(u_k)$  est une nouvelle fonction de densité des tirages à choisir judicieusement. Une première solution est de choisir pour cette fonction une densité normale réduite centrée au point de conception  $u_k^*$  :

$$\psi(u_k) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi)}} \exp\left(-\frac{(u_i - u_i^*)^2}{2}\right) \quad (4.75)$$

Pour simuler les variables aléatoires selon cette densité, il est nécessaire de générer des variables normales centrées réduites  $u_k^{(r)}$  et d'effectuer le changement de variables  $\tilde{u}_k^{(r)} = u_k^{(r)} + u_k^*$  ( $r$  étant le numéro du tirage). La probabilité de défaillance est estimée par :

$$\tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N I_{Df}^{(r)} \frac{\phi_n(\tilde{u}_k^{(r)})}{\psi(\tilde{u}_k^{(r)})} = \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N \left( I_{Df}^{(r)} \exp\left(-\sum_i u_i^* u_i^{(r)} - \frac{\beta^2}{2}\right) \right) \quad (4.76)$$

$\beta$  étant l'indice de Hasofer et Lind, donné par l'expression 4.30.

### B) Tirages conditionnés

La méthode des tirages conditionnés (Conditional Sampling) a pour objectif d'éliminer un maximum de tirages qui n'ont aucune chance d'appartenir au domaine de défaillance. Comme le point de conception est le point le plus proche de l'origine appartenant au domaine de défaillance, on peut exclure le domaine  $S_n^\beta$  défini par l'hyper-sphère centrée à l'origine et ayant un rayon égal à l'indice de fiabilité  $\beta$  (Figure 4-7).

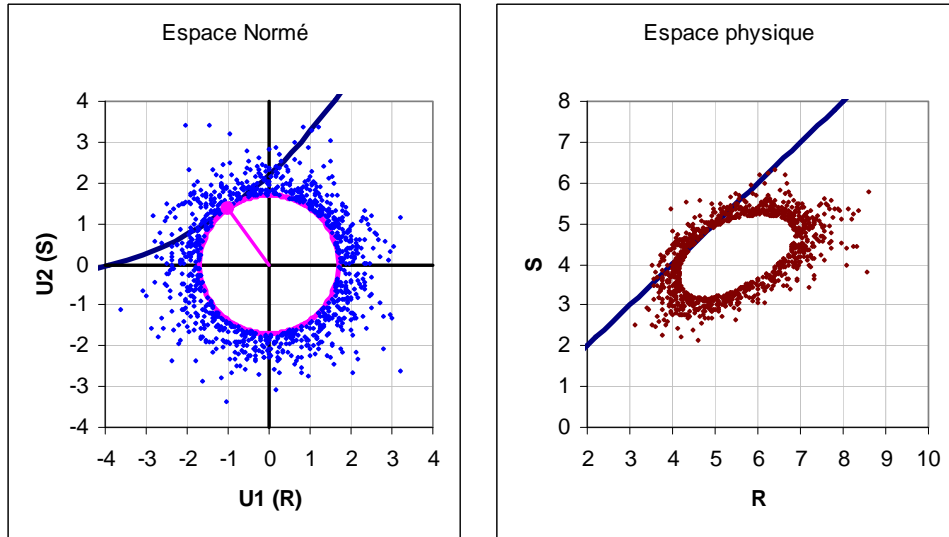


Figure 4-7 : Exemple de tirages conditionnés (espace normé et espace physique).

La probabilité de défaillance correspond à la probabilité ( $P_1$ ) d'avoir des tirages dans le domaine de défaillance, à l'extérieur de l'hyper-sphère, multipliée par la probabilité ( $P_2$ ) de ne pas avoir des tirages à l'intérieur de l'hyper-sphère : [Lemaire *et al.* 2005]



$$\tilde{P}_f = P_1 P_2 ; \quad \text{avec} \quad \tilde{P}_1 = \frac{1}{N} \sum_{r=1}^N I_{Df}^{(r)} \quad \text{et} \quad P_2 = (1 - \chi_n^2(\beta)) \quad (4.83)$$

où  $\chi_n^2$  est la loi de répartition du  $\chi^2$  à  $n$  degrés de liberté.

Le premier terme  $P_1$  est obtenu par tirages conditionnés en générant une direction aléatoire  $\Delta_i$  (réalisation  $\delta_i$ ) uniformément distribuée sur l'hyper-sphère dans  $\mathbb{R}^n$  et un rayon aléatoire  $R$  (réalisation  $\rho$ ) distribué selon la loi de Rayleigh conditionnée par  $R > \beta$ .

Les variables utilisées dans les simulations sont données par :  $u_k^{(r)} = \rho^{(r)} \delta_k^{(r)}$ .

L'intérêt d'une telle procédure est de faire porter les simulations sur les événements de plus forte probabilité et de balayer tout l'espace hors de la sphère de rayon  $\beta$ .

Pour générer des vecteurs de distribution uniforme sur la surface d'une sphère de rayon unitaire en  $n$  dimensions, on peut simuler un vecteur unitaire dans un hyper-cube  $-1 \leq x_i \leq +1$  avec  $i = 1, 2, \dots, n$ , et ensuite on rejette le tirage si le point  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  se trouve en dehors de la sphère. L'algorithme prend la forme suivante : [Lemaire *et al.* 2005]

- (1) générer  $u_1, \dots, u_n$  variables uniformes indépendantes  $[0,1[$  ;
- (2) centrer les variables  $y_i = 1 - 2u_i$ , le rayon est donc  $R^2 = \sum_{i=1}^n y_i^2$  ;
- (3) si  $R^2 < 1$ , accepter le point tiré et conserver le résultat  $x_i = y_i / R$  ;
- (4) aller en (1).

### C) Synthèse

D'autres types de simulations sont disponibles dans la littérature, telles que les simulations directionnelles, les tirages adaptatifs, les tirages stratifiés, les tirages d'importance conditionnés.

Les méthodes basées sur la connaissance du point de conception  $p^*$  sont nettement plus efficaces et donnent un bon contrôle de l'approximation FORM ou SORM, mais elles ne permettent pas de détecter la présence d'un éventuel autre minimum.

Les méthodes de simulation ont l'avantage de pouvoir traiter des cas très complexes, tels que, par exemple, les états-limites irréguliers ou non différentiables ou les états-limites combinés des systèmes série ou parallèle.

Les méthodes basées sur la connaissance du point de conception sont généralement efficaces mais peuvent donner une fausse estimation de la probabilité de défaillance si le point de calcul est un minimum local, ou bien s'il existe plusieurs minimums.

## 5 Proposition de thèse

Nous avons dressé un panorama des parcs de barrages au monde et en France, au sein desquels les barrages-poids constituent une part majeure ; il est apparu également que les barrages induisaient un risque technologique fort avec des enjeux de sécurité souvent majeurs.

Par ailleurs, la réglementation en France en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques s'est récemment renforcée, et désormais, les grands barrages doivent faire l'objet d'études de dangers et de revues de sûreté. De fait, l'ingénierie spécialisée, et de façon générale toute la profession du domaine des ouvrages hydrauliques, a besoin de méthodes performantes pour analyser les risques et, notamment, il apparaît important de disposer de méthodes et d'outils pour étudier la sécurité structurale des barrages par une approche fiabiliste.

Actuellement, les pratiques de justification de la stabilité des barrages-poids présentent des hétérogénéités importantes et restent essentiellement dans un format déterministe. Quelques tentatives probabilistes ont été réalisées avec des modélisations plus ou moins complètes, dans lesquelles les variables d'entrée sont évaluées principalement à partir d'un avis d'expert.

Or, la richesse des méthodes d'analyse de fiabilité est fortement conditionnée par la pertinence des variables d'entrée, c'est-à-dire la pertinence de la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux et des sollicitations. L'évaluation probabiliste des données d'entrée est, de façon générale, délicate en génie civil et cela se vérifie particulièrement dans le domaine des barrages. Ainsi, l'étude bibliographique dans le domaine de la sécurité structurale probabiliste liée aux barrages-poids a mis en évidence les verrous principaux suivants :

- Concernant les propriétés des matériaux, la difficulté est double. D'une part, les essais expérimentaux sur les propriétés physiques et des résistances des matériaux du barrage et de sa fondation sont peu nombreux : en particulier, la résistance à la traction et au cisaillement, qui sont les paramètres qui conditionnent le plus fortement le dimensionnement d'un barrage-poids, font l'objet d'un nombre très limité d'essais expérimentaux. D'autre part, la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux doit être en accord avec l'étendue de la zone concernée par les états-limites considérés : par exemple, la variabilité d'une propriété susceptible d'être observée sur une éprouvette testée en laboratoire n'est a priori pas la même que celle correspondant à un volume d'une couche de BCR de plusieurs mètres cubes. Il s'agit donc d'analyser la variabilité des propriétés à l'échelle spatiale adéquate, ce qui accroît les contraintes sur les données disponibles.
- Concernant les sollicitations, la principale action conditionnant la sécurité structurale d'un barrage est l'action de l'eau, qui se décline en une poussée hydrostatique et une action des sous-pressions. Leur intensité est déterminée par le niveau de la retenue et les valeurs maximales atteintes en crue. Dans le domaine des barrages, les crues sont classiquement évaluées dans un contexte probabiliste : une crue de projet, associée à une période de retour, est estimée à partir de la distribution statistique des pluies et des crues maximales annuelles. Dans la pratique de l'ingénierie, on considère que la crue de projet se produit lorsque la retenue se situe à sa cote normale d'exploitation, ce qui constitue une simplification de la réalité.

Ces verrous peuvent se traduire par 3 questions scientifiques :

- Comment produire une modélisation probabiliste des résistances pertinente à l'échelle de l'état-limite étudié, compte tenu de la faible quantité de données expérimentales disponibles sur les propriétés qui intéressent la sécurité structurale ?
- Comment parvenir à une modélisation probabiliste des sollicitations, en particulier de l'action de l'eau ?
- Quels modèles d'états-limites doit-on adopter et quelles méthodes de la fiabilité doit-on utiliser pour la modélisation ?

Pour traiter ces problèmes scientifiques, il existe des démarches et méthodes scientifiques pertinentes :

*Concernant les résistances*

- l'analyse statistique est pertinente dans le cas où l'on dispose d'un échantillon composé d'un nombre important de mesures (partie II – § 6.2.3) ;
- l'unification de données est une méthode efficace pour représenter sous le même format des informations obtenues de différentes sources telles que des avis d'expert, des résultats d'essais ou de littérature (partie II – § 6.2.5) ;
- les relations physiques entre différents paramètres constituent une voie pour la modélisation probabiliste d'un paramètre pour lequel on dispose de peu d'essais expérimentaux (partie II – § 6.2.6) ;

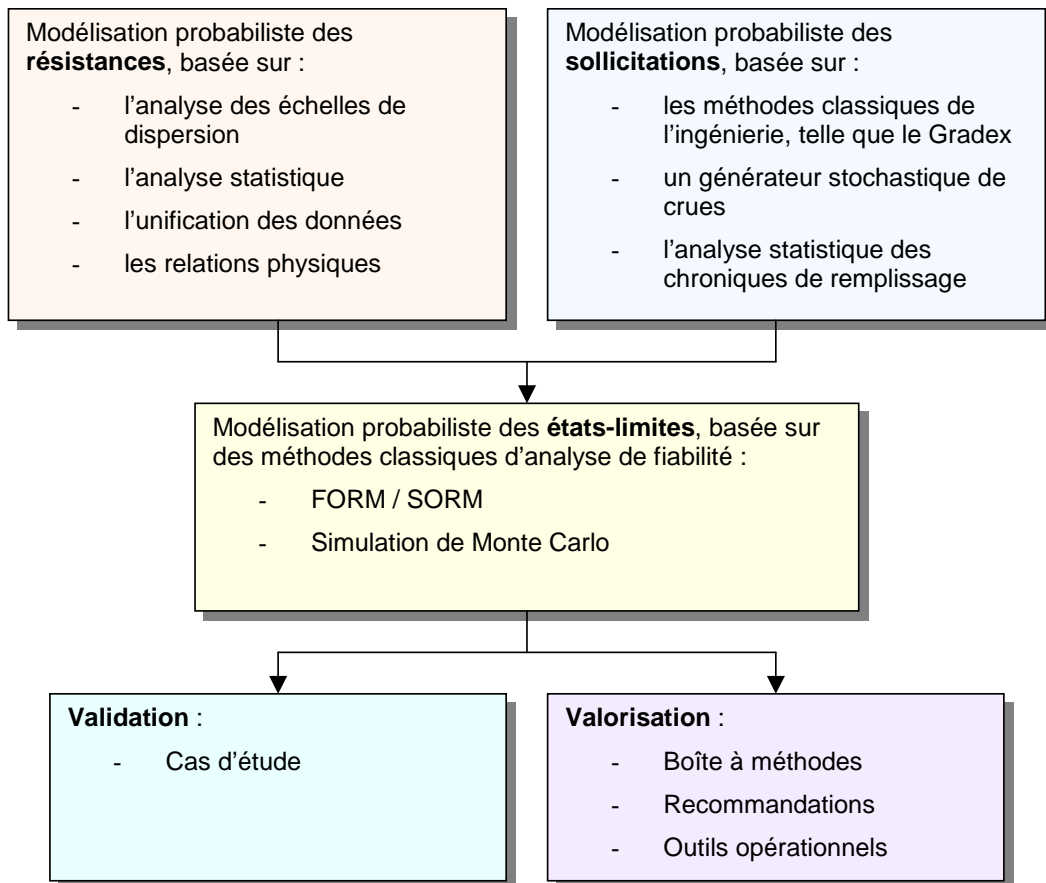
*Concernant les sollicitations*

- la méthode classique du Gradex constitue une méthode pertinente pour modéliser la sollicitation hydraulique (partie I – § 3.2.2) ;
- les modèles hydrologiques basés sur des simulations stochastiques d'événements hydrologiques, tels que le modèle SHYPRE développé par le Cemagref, sont particulièrement intéressants pour la description des phénomènes pluvieux (partie I – § 3.2.2) ;
- l'analyse statistique des mesures du niveau de la retenue constitue une alternative pour la prise en compte de la variabilité du niveau initial de la retenue au moment de l'occurrence de la crue (partie II – § 7.3).

*Concernant les états-limites*

- les états-limites ont été clairement identifiés dans le travail récent du CFBR (partie I – § 3.4) ;
- les méthodes classiques d'analyse de fiabilité – SORM, FORM, simulations de Monte Carlo – semblent s'avérer suffisantes pour la modélisation probabiliste des états-limites (partie I – § 4.3.3 et § 4.4).

Notre thèse vise à proposer une démarche scientifique et des méthodes opérationnelles pour évaluer de façon probabiliste la fiabilité des barrages-poids, en proposant des modélisations pour : (i) les résistances, (ii) les sollicitations et (iii) les états-limites. Cette thèse sera construite selon le logigramme de recherche suivant :



**Figure 5-1 : Logigramme de la démarche générale de thèse.**

En synthèse, les apports qui sont visés par notre travail de thèse se résument en :

- la proposition de méthodes pour la modélisation probabiliste des résistances, adaptées aux données disponibles ;
- la proposition d'une méthodologie pour la modélisation des actions de l'eau ;
- la proposition de recommandations en conception et exploitation d'un barrage-poids, à partir des renseignements apportés par une analyse de fiabilité ;
- la proposition d'outils opérationnels.



---

## **Partie 2**

# **Modélisations probabilistes des propriétés des matériaux et des sollicitations**



## **6 Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en béton**

Dans la perspective de la mise en œuvre d'une analyse de fiabilité des structures, ce chapitre vise à proposer des méthodes pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en béton, en s'appuyant sur l'ensemble de l'information disponible et en particulier sur les essais réalisés lors de la construction. Ce chapitre est donc focalisé principalement sur le cas des barrages en service.

Tout d'abord, nous présentons les éléments fondamentaux du contexte de la modélisation probabiliste des matériaux des barrages-poids en béton : les données disponibles, les corrélations entre les propriétés du béton, la variabilité temporelle et la variabilité spatiale (§ 6.1). Ensuite, nous développons les différentes méthodes permettant la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en BCR (§ 6.2). Enfin, nous présentons une proposition de généralisation de la démarche et des résultats obtenus sur les BCR aux barrages-poids en BCV (§ 6.3).

### **6.1 Contexte de la modélisation probabiliste des matériaux des barrages-poids en béton**

La modélisation probabiliste des propriétés des matériaux constitue un aspect primordial dans une démarche de mise en œuvre d'une analyse de fiabilité des structures. Dans le cas des barrages-poids en béton, la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux comporte plusieurs spécificités associées à diverses difficultés ou verrous à lever. Ces spécificités portent sur les données disponibles, les corrélations entre les propriétés du béton, la variabilité temporelle et la variabilité spatiale.

Ce paragraphe vise à présenter ces spécificités et justifier l'approche choisie pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage-poids en béton.

#### **6.1.1 Les données disponibles**

Les propriétés du matériau qui interviennent dans la formulation des états-limites considérés pour la justification de la stabilité des barrages-poids sont le poids volumique, la résistance à la compression, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement [CFBR 2006]. L'analyse des données (cf. § 2.5.5) met en évidence les informations disponibles :

- plusieurs essais de densité du béton compacté, pour chaque couche de BCR ;
- une ou deux mesures de résistance à la compression par couche de BCR ;
- très peu (voire aucun) essais de résistance à la traction et au cisaillement.

Il apparaît que les résistances à la traction et au cisaillement ne peuvent faire l'objet d'aucune analyse statistique directe et que la résistance à la compression ne peut pas être étudiée à l'échelle d'une couche de BCR. La seule propriété du BCR dont il est possible d'étudier la variabilité aux différentes échelles spatiales est la densité mesurée lors du contrôle de compactage.



Pour les barrages-poids en BCV, la situation est similaire, et les données disponibles se résument en :

- quelques mesures de densité et de résistance à la compression par plot de béton ;
- très peu (voire aucun) essai de résistance à la traction et au cisaillement.

A ceci s'ajoute le fait que les propriétés qui nous intéressent sont celles correspondant aux reprises de bétonnage ou aux joints de levé. Ces données apparaissent encore moins abondantes que celles décrites précédemment dans le corps du barrage.

***La modélisation probabiliste à partir d'une analyse statistique directe ne peut pas être réalisée pour les paramètres de résistance conditionnant la stabilité mécanique d'un barrage-poids (résistance à la traction et au cisaillement).***

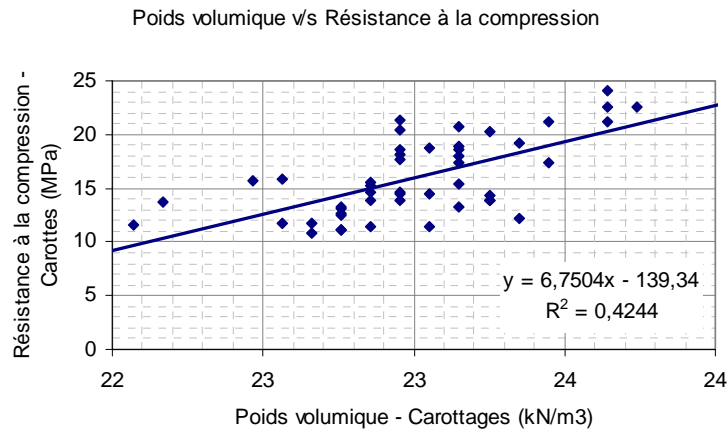
### **6.1.2 Les corrélations statistiques entre les propriétés du béton**

Le manque de données relatives aux résistances (à la compression, à la traction et au cisaillement) et l'abondance des mesures de densité du béton pourraient conduire à essayer de modéliser les propriétés des résistances à partir des corrélations statistiques avec les mesures de densité.

Une première approche pour modéliser les résistances consisterait donc à rechercher les corrélations entre la variabilité des résistances à la compression et celle des densités. S'il existait une relation statistique entre ces deux paramètres, il serait alors possible de déterminer la variabilité de la résistance à la compression par l'analyse statistique de la variabilité des densités aux différentes échelles spatiales.

Toutefois, la corrélation entre la densité et les paramètres de résistance reste faible comme le montre la Figure 6-1, la variation de la densité n'expliquant qu'une partie de la variation des résistances. On comprend physiquement que cette corrélation est limitée : si la résistance du BCR est expliquée en partie par la qualité du compactage dont la densité est représentative, la composition du béton (granulats, liant) à l'échelle locale de l'essai est également un facteur explicatif essentiel qu'il n'est pas possible de caractériser. Par exemple, si l'on effectue un essai de résistance en compression sur deux éprouvettes de béton avec la même composition et la même densité, mais avec une des éprouvettes présentant des microfissures, alors les résultats de résistances obtenus seront très différents.

Il est donc nécessaire de rechercher une autre démarche d'analyse pour les propriétés de résistances à l'échelle locale.



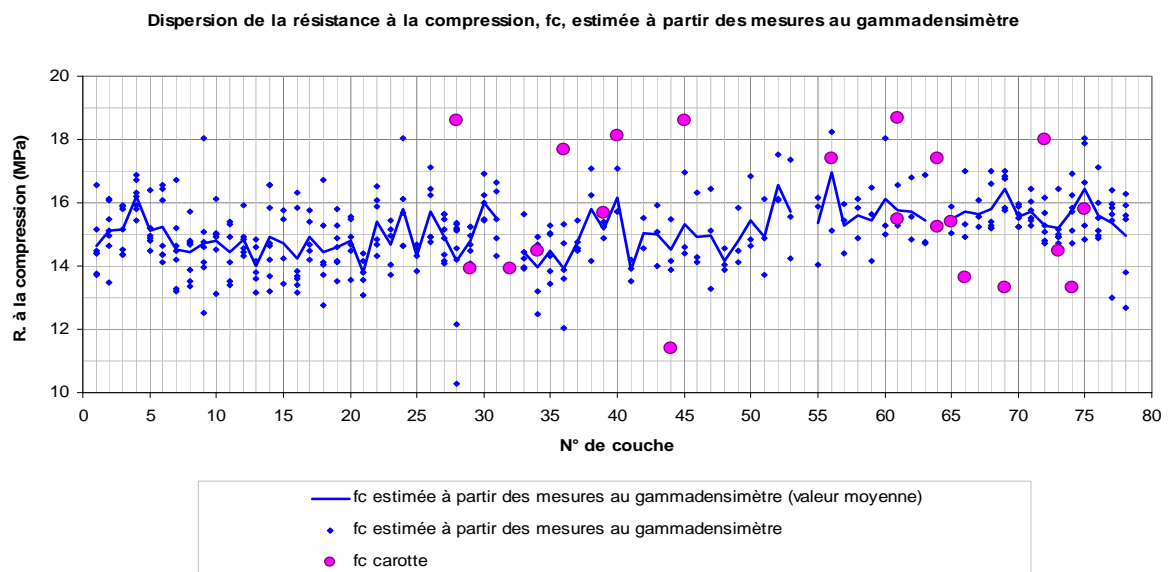
**Figure 6-1 : Exemple de corrélation entre la résistance à la compression et le poids volumique mesuré sur carottes.**

Nous illustrons cette situation sur un cas d'étude simple d'un barrage existant, pour lequel nous disposons les informations suivantes :

- la corrélation statistique entre la résistance à la compression et le poids volumique du béton mesurés sur les mêmes carottes – une carotte par couche de BCR – (Figure 6-1) ;
- les abondantes mesures de densité au gammadensimètre – plusieurs par couche – présentant en moyenne un léger écart par rapport aux densités des carottes (légère évaporation d'eau superficielle, n'ayant pas participé à la prise du béton).

En fonction de ces informations, les analyses réalisées pour ce cas d'étude comprennent les étapes suivantes :

- corriger l'écart entre les mesures au gammadensimètre et celles des carottes ;
- estimer la résistance à la compression pour chaque mesure au gammadensimètre à partir de la corrélation de la Figure 6-1 obtenue des carottes ;
- analyser la variabilité, au sein des différentes couches de BCR, des valeurs de résistance à la compression estimées.



**Figure 6-2 : Dispersion de la résistance à la compression estimée des mesures au gammadensimètre.**

La dispersion de la résistance à la compression issue des carottages est plus importante que celle estimée à partir des mesures au gammadensimètre (Figure 6-2). Ce constat confirme que la densité ne constitue qu'un des facteurs intervenant sur la variabilité des résistances du béton.

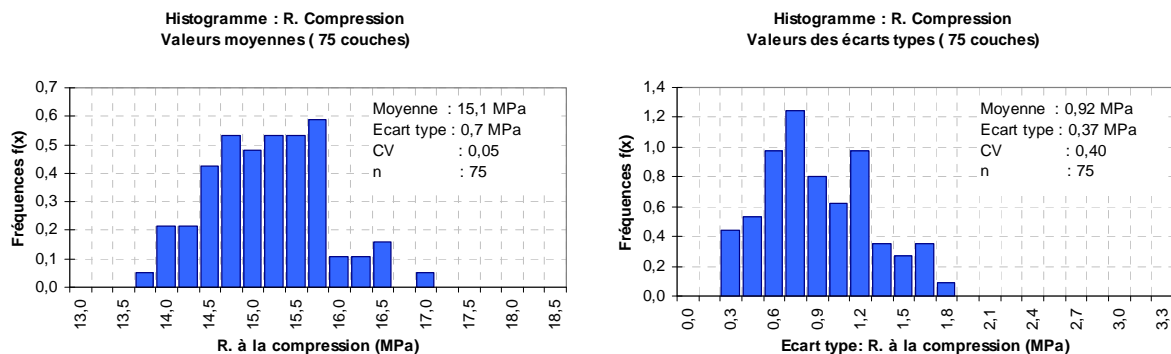


Figure 6-3 : Moyennes et écarts type des résistances à la compression estimées à partir des densités.

En outre, les dispersions (écart type ou coefficient de variation) synthétisées dans la Figure 6-3 restent très faibles par rapport à celles présentées dans la littérature [ICOLD 2003b].

***Cette étude de cas montre que la corrélation entre la densité et les paramètres de résistance est faible, la variation de la densité n'expliquant qu'une partie de la variation des résistances. Nous généralisons cette conclusion et il apparaît donc nécessaire de rechercher une autre démarche d'analyse probabiliste pour les résistances.***

### 6.1.3 La variabilité temporelle

Les propriétés du béton présentent également un caractère aléatoire dépendant du temps. En effet, le fluage, les percolations d'eau, le phénomène de prise sont des phénomènes qui conditionnent les propriétés du béton en fonction du temps (§ 2.5.4).

Les propriétés des matériaux sont étudiées par des essais expérimentaux principalement dans la phase de construction du barrage. La phase d'exploitation de l'ouvrage comporte principalement des mesures d'auscultation, alors que les essais de type destructif ne sont envisageables que de façon exceptionnelle, lorsqu'on constate une évolution défavorable accélérée d'un des paramètres suivis par le dispositif d'auscultation. L'auscultation porte sur le comportement global de l'ouvrage et non sur l'évolution des propriétés des matériaux.

***Ainsi, nous ne disposons généralement pas de mesures des propriétés des matériaux pendant la phase d'exploitation normale d'un barrage. Ceci nous conduit, dans notre recherche, à nous intéresser à la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux à un instant donné, sans prendre en compte la variabilité temporelle.***

### 6.1.4 La variabilité spatiale

L'analyse bibliographique (§ 2.5.3) a mis en évidence l'hétérogénéité du matériau susceptible d'exister au sein d'une couche de BCR (proximité des rives, bordures, obstacles...) et entre diverses couches (granulats de diverses carrières, conditions atmosphériques, adaptation du personnel...). Le mode de construction d'un barrage conduit naturellement à penser à une

variabilité spatiale organisée. L'analyse géostatistique est de nature à permettre l'étude de cette variabilité spatiale et de prendre en compte d'éventuelles corrélations spatiales. Nous présentons les tracés des variogrammes réalisés dans notre recherche et une application sur une étude de cas, afin de conclure sur l'existence de corrélations spatiales significatives et sur la démarche d'analyse géostatistique à engager.

### A) Analyse géostatistique et variogrammes

L'objet d'une approche géostatistique est la modélisation d'une variable aléatoire variant de façon continue sur un domaine spatial fixé [Baillargeon 2005]. Dans cette approche, la caractérisation et la modélisation de la dépendance spatiale de la variable étudiée sont réalisées au moyen d'un variogramme : le variogramme essaie de représenter l'idée que deux observations situées l'une près de l'autre doivent, en moyenne, se ressembler davantage que deux observations éloignées.

On considère une variable aléatoire  $Z(\cdot)$ , un domaine spatial  $D$ , et un échantillon de mesures  $Z(s_1), Z(s_2), \dots, Z(s_n)$ , où  $s_1, s_2, \dots, s_n$  représentent la position spatiale ou le site de réalisation des mesures. Le variogramme est un outil qui permet de caractériser la dépendance spatiale de la variable  $Z(\cdot)$  sur le domaine  $D$ . On distingue le variogramme théorique et le variogramme expérimental.

#### Le variogramme théorique

Soit  $s$  et  $s+h$  deux points séparés d'une distance  $h$ . Si  $Z(s)$  et  $Z(s+h)$  sont des variables aléatoires, alors la différence entre les valeurs prises par ces deux variables aléatoires  $[Z(s) - Z(s+h)]$  est également une variable aléatoire dont on peut calculer la variance (carré de l'écart type). Cette variance devrait être plus petite lorsque les points sont rapprochés et plus grande lorsque les points sont éloignés. On appelle variogramme (ou  $\gamma(h)$ ) la demi-variance de cette différence. Ainsi, le variogramme théorique est défini comme :

$$\gamma(h) = 0,5 \cdot \text{Var} [Z(s) - Z(s+h)] = 0,5 \cdot E [(Z(s) - Z(s+h))^2] \quad (6.1)$$

où  $\text{Var}$  et  $E$  représentent la variance et l'espérance respectivement,  $s$  correspond aux coordonnées et  $h$  est la distance entre les points. La figure suivante montre deux exemples de variogrammes :

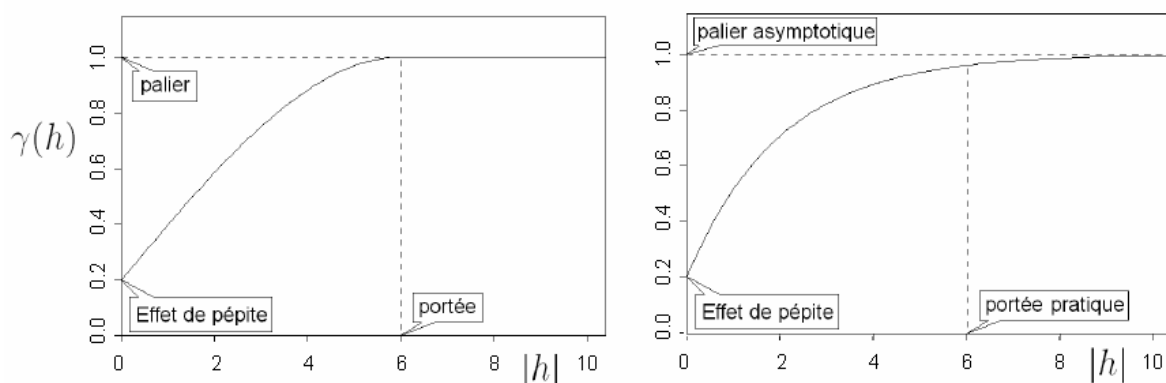


Figure 6-4 : Exemple de variogrammes [Baillargeon 2005].

L'effet de pépité est défini comme la valeur que prend le variogramme  $\gamma(h)$  lorsque  $h$  se rapproche de l'origine. Il s'agit d'une discontinuité, car  $\gamma(0)$  est égal à 0. L'effet de pépité

correspond à des variations sur une très petite échelle. Les erreurs de mesure ou les incertitudes sur les localisations spatiales sont également des sources de l'effet de pépite.

Lorsque  $h$  augmente, le variogramme peut ou non atteindre un plateau. L'atteinte d'un plateau indique qu'à partir d'une certaine distance, il n'y a plus de dépendance spatiale entre les données. Cette distance est nommée *portée* et le terme *palier* dénote la variance à laquelle le plateau se présente (Figure 6-4). Ce palier correspond à la variance de la variable  $Z(\cdot)$ . Si le palier est atteint asymptotiquement, la portée réelle est infinie. La *portée pratique* est définie par la distance à laquelle le variogramme atteint 95 % de la valeur de son palier.

### Le variogramme expérimental

Le variogramme expérimental peut être construit à partir d'un échantillon de mesures localisées spatialement :  $Z(s_1), Z(s_2), \dots, Z(s_n)$

La construction du variogramme expérimental comprend les étapes suivantes :

- réunir toutes les paires de sites  $(s_i, s_j)$  éloignées d'une distance  $h$  ;
- calculer les écarts  $0.5 [Z(s_i) - Z(s_j)]^2$  par classe de distance ;
- résumer ces écarts selon une valeur moyenne calculée par classe de distance.

Le variogramme expérimental peut être représenté par l'expression suivante :

$$\gamma(h) = 0,5 (1/|N(h)|) \sum_{N(h)} (z(s_i) - z(s_j))^2 \quad (6.2)$$

où  $N(h) = \{(i, j) \text{ tel que } |s_i - s_j| = h\}$  et  $|N(h)|$  est le nombre de paires distinctes de l'ensemble  $N(h)$ . Le variogramme expérimental peut être finalement ajusté sur un modèle théorique. La forme de quelques modèles les plus couramment utilisés est présentée à la Figure 6-5.

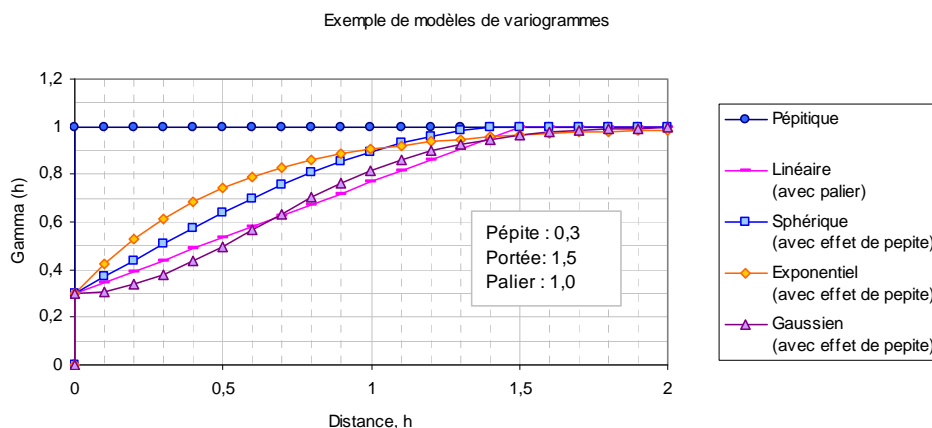


Figure 6-5 : Exemples de modèles de variogrammes théoriques.

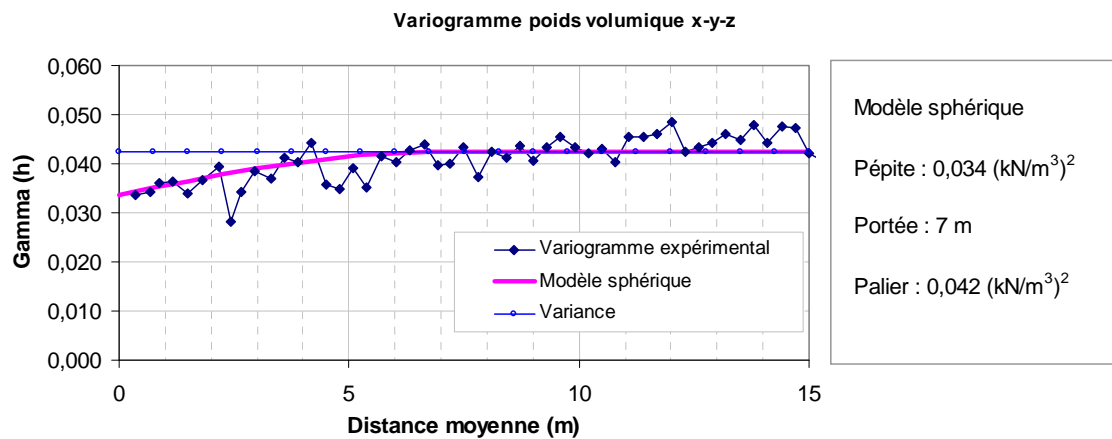
### **B) Etude de cas sur un barrage en BCR**

Les nombreuses mesures de densité au gammadensimètre permettraient de caractériser cette variabilité spatiale au sein des différentes couches et entre une couche et une autre. Les propriétés des résistances à la compression et éventuellement à la traction, comportant généralement une mesure par couche, permettraient de caractériser une variabilité verticale (entre différentes couches sur une même ligne de forage), mais pas au sein d'une couche.

Les corrélations spatiales peuvent être étudiées à partir d'une analyse géostatistique des mesures de densité au gammadensimètre. Afin d'apprécier ces éventuelles corrélations, nous présentons un cas d'étude pour lequel les variogrammes expérimentaux sont construits pour les mesures au gammadensimètre et sur carottes. Les variogrammes ont été construits pour des mesures au gammadensimètre réalisées sur différentes zones du barrage étudié :

- le variogramme « Parement amont (ou aval) y-z » qui considère les valeurs des mesures réalisées sur la bordure située à l'amont (ou à l'aval) du barrage ;
- le variogramme « Parement amont (ou aval) z » qui considère les valeurs moyennes par couche des mesures réalisées sur la bordure du parement amont (ou aval) ;
- le variogramme « Couche x-y-z » qui considère toutes les mesures disponibles ;
- le variogramme « Plateforme z » qui considère les valeurs moyennes des mesures au centre de la couche (z), en excluant les mesures de bordures.

A titre d'exemple, la figure suivante présente les variogrammes « Couche x-y-z » expérimental et théorique pour les mesures au gammadensimètre.



**Figure 6-6 : Variogrammes expérimental « Couche x-y-z » et théorique pour les mesures au gammadensimètre.**

Les tableaux suivants résument quelques caractéristiques estimées des variogrammes expérimentaux obtenus à partir des mesures réalisées le long du parement et sur les couches horizontales.

**Tableau 6-1 : Caractéristiques des variogrammes des mesures au gammadensimètre réalisées sur les parements**

Zone du barrage Nom du variogramme	Moyenne (kN/m <sup>3</sup> )	Ecart type (kN/m <sup>3</sup> )	Effet pépité (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Variance expérim. (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Palier (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Portée (m)
Parement amont (y-z)	23,72	0,19	0,024	0,035	0,040	6
Parement amont (z)	23,71	0,15	0,014	0,021	0,027	6
Parement aval (y-z)	23,75	0,22	0,029	0,045	0,063	5
Parement aval (z)	23,75	0,17	0,014	0,030	0,048	6

**Tableau 6-2 : Caractéristiques des variogrammes des mesures au gammadensimètre réalisées sur plateforme**

Zone du barrage Nom du variogramme	Moyenne (kN/m <sup>3</sup> )	Ecart type (kN/m <sup>3</sup> )	Effet pépité (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Variance expérim. (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Palier (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Portée (m)
Plateforme (z)	23,79	0,14	0,014	0,020	0,021	10
Couche (x-y-z)	23,76	0,21	0,034	0,042	0,046	12

L'analyse des variogrammes montre que les dispersions des paramètres étudiés (représentées par l'écart type et la variance expérimentale) sont faibles, et que la variance expérimentale est due principalement à l'effet de pépité. Ces constats montrent donc une très faible corrélation spatiale pour les paramètres étudiés.

Les deux tableaux suivants résument respectivement les caractéristiques estimées des variogrammes expérimentaux obtenus à partir des valeurs de poids volumique et de résistance à la compression mesurés sur carottes.

**Tableau 6-3 : Caractéristiques des variogrammes des poids volumiques mesurés sur les carottes C1 et C2**

Zone du barrage	Moyenne (kN/m <sup>3</sup> )	Ecart type (kN/m <sup>3</sup> )	Effet pépité (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Variance expérim. (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Palier (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	Portée (m)
Densité (C1)	22,82	0,42	0,183	0,183	0,183	0
Densité (C2)	23,12	0,32	0,077	0,106	0,144	7

**Tableau 6-4 : Caractéristiques des variogrammes des résistances à la compression mesurées sur les carottes C1 et C2**

Zone du barrage	Moyenne (MPa)	Ecart type (MPa)	Effet pépité (MPa) <sup>2</sup>	Variance expérim. (MPa) <sup>2</sup>	Palier (MPa) <sup>2</sup>	Portée (m)
$f_c$ (C 1)	13.5	3.1	9	9	9	0
$f_c$ (C 2)	18.0	3.2	8	11	15	7

Pour les mesures réalisées sur carottes, l'effet de pépité est de l'ordre de grandeur de la variance expérimentale, montrant une très faible corrélation spatiale pour ces mesures.

*Sur cette étude cas, nous n'avons pas constaté de corrélations spatiales significatives. Nous généralisons cette conclusion et cela nous conduit à travailler avec des variables aléatoires non-corrélées dans l'espace pour représenter les résistances plutôt que par une démarche de champ aléatoire. C'est cette démarche par variable aléatoire qui sera adoptée dans la suite de ce chapitre pour la modélisation des résistances.*

### 6.1.5 Synthèse

Il existe de nombreux verrous à lever pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage-poids :

- une modélisation probabiliste à partir d'une analyse statistique s'avère pertinente uniquement pour la densité du béton, mais pas pour les propriétés de résistance conditionnant la stabilité mécanique d'un barrage-poids ;
- la corrélation entre la densité et les paramètres de résistance est faible, la variation de la densité n'expliquant qu'une partie de la variation des résistances, ce qui empêche de déterminer la variabilité des résistances à partir de l'analyse statistique de la variabilité des densités ;
- nous ne disposons pas de mesures des propriétés des matériaux pendant la phase de vie en service d'un barrage, ce qui nous conduit dans cette recherche à nous intéresser à la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux à un instant donné, sans prendre en compte la variabilité temporelle ;
- à travers une étude de cas, nous n'avons pas constaté de corrélations spatiales significatives, ce qui nous conduit à travailler avec des variables aléatoires pour représenter les résistances plutôt que par une démarche de champ aléatoire.

***Nous proposons d'adopter une approche simple, basée sur des variables aléatoires, mais qui vise à mettre à profit l'ensemble des informations disponibles sur les propriétés des matériaux, en particulier celles issues de la construction d'un barrage.***



## 6.2 Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage-poids en BCR

Ce paragraphe présente les méthodes proposées pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage-poids en BCR, en s'appuyant sur l'ensemble de l'information disponible et notamment sur les essais réalisés lors de la construction [Carvajal *et al.* 2009a].

### 6.2.1 Echelles d'analyse de la variabilité des propriétés des matériaux

L'analyse de la variabilité des propriétés du BCR et l'estimation des incertitudes doivent être en accord avec l'étendue de la zone concernée par les états-limites considérés :

- l'ouverture de fissures concerne la partie amont d'une couche en BCR (zone 1 dans la Figure 6-7). Les conditions d'ouverture sont en outre potentiellement différentes d'une couche à une autre. Par conséquent, le modèle probabiliste pour la résistance à la traction est recherché à l'échelle locale sur un secteur ponctuel circonscrit sur le parement amont du barrage ;
- le défaut de résistance à l'effort tranchant mobilise la résistance au cisaillement moyenne d'une couche de reprise de bétonnage du BCR. L'étude de la résistance au cisaillement d'un barrage en BCR revient donc à la recherche de la résistance au cisaillement de la couche du barrage la plus fragile ou la moins bien réalisée. Par conséquent, la loi de probabilité pour la résistance au cisaillement est recherchée à l'échelle de la couche du BCR ou de reprise de bétonnage du BCR (zone 2 dans la Figure 6-7). L'évaluation probabiliste de la résistance au cisaillement à l'échelle d'une couche est liée à l'incertitude sur l'estimation d'une valeur moyenne de résistance au sein d'une couche ;
- le poids volumique intervient dans les trois conditions d'états-limites (§ 3.4) dans le calcul du poids propre du barrage. La loi de probabilité pour ce paramètre doit être recherchée à l'échelle globale du barrage considéré dans son ensemble (zone 3 dans la Figure 6-7). Nous cherchons donc à évaluer l'incertitude sur l'estimation du poids volumique moyen considéré sur l'étendue du barrage située au-dessus de la surface potentielle de défaillance.

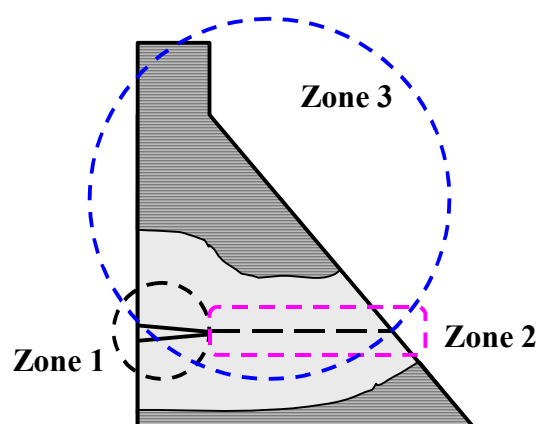


Figure 6-7 : Différentes échelles de variabilité.

Nous cherchons donc à évaluer la variabilité des propriétés du BCR selon ces différentes échelles spatiales : à l'échelle locale (ou de l'essai), à l'échelle de la couche et à l'échelle de l'ensemble du barrage.

### **6.2.2 Démarche générale proposée**

Pour obtenir une modélisation probabiliste des propriétés du BCR, nous proposons la démarche composée des étapes suivantes : (Figure 6-8)

- Etape 1 : analyse statistique des densités mesurées lors du contrôle de compactage.

Nous analysons la variabilité des densités mesurées lors du contrôle de compactage du BCR, disponibles de façon abondante. Cette analyse permet d'apprécier les dispersions à différentes échelles spatiales : à l'échelle locale, à l'échelle d'une couche et à l'échelle de l'ensemble du barrage.

- Etape 2 : modélisation de la résistance à la compression par analyse des dispersions des densités.

Nous réalisons une analyse statistique de la résistance à la compression à l'échelle locale à travers les essais réalisés sur les carottages ou sur les prélèvements à la centrale à béton. Ne disposant pas d'essais de résistance à la compression en quantité suffisante au niveau de chaque couche, nous utilisons les rapports de dispersion des densités de contrôle de compactage entre l'échelle locale et l'échelle d'une couche. Nous proposons alors une modélisation probabiliste de la résistance à la compression à l'échelle d'une couche de BCR.

- Etape 3 : modélisation de la résistance à la traction par méthode d'unification.

Par technique de fusion de données, nous proposons une modélisation de la résistance à la traction à l'échelle d'une couche et à l'échelle locale.

- Etape 4 : modélisation des paramètres de résistance au cisaillement par relation physique.

A partir d'une formulation physique de la courbe intrinsèque du BCR, nous évaluons les paramètres de résistance au cisaillement à l'échelle d'une couche.

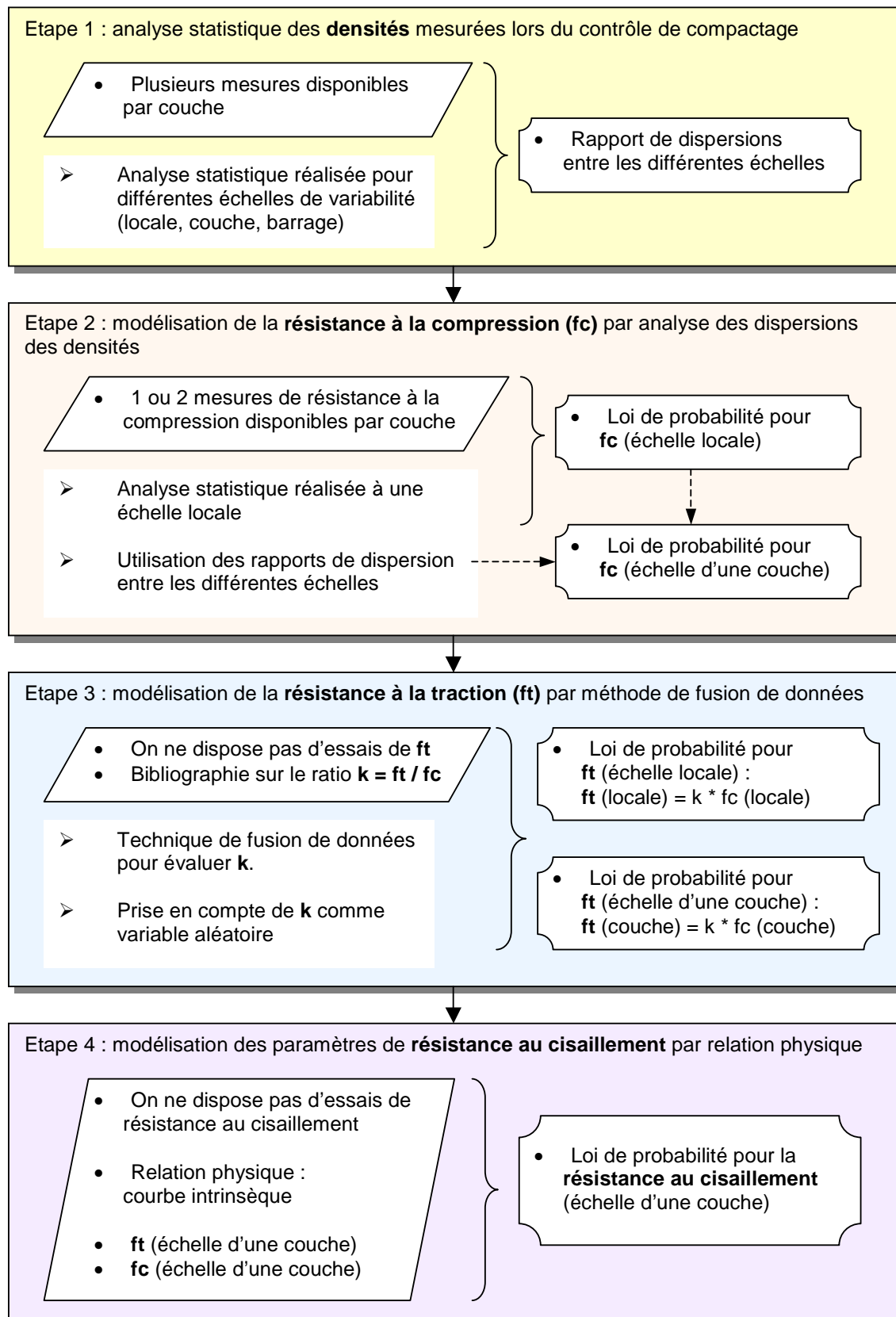


Figure 6-8 : Démarche générale proposée pour la modélisation des propriétés des matériaux.

### 6.2.3 *Analyse statistique de la densité mesurée lors du contrôle de compactage*

Une modélisation probabiliste d'une propriété à partir de l'analyse statistique comporte les étapes classiques suivantes [Favre 2004] : i) construction des histogrammes et des fonctions de répartition empiriques ; ii) identification des valeurs aberrantes et correction éventuelle de l'échantillon ; iii) détermination des valeurs de tendance centrale, de dispersion et de forme de l'histogramme ; iv) comparaison de l'ordre de grandeur à l'aide du jugement d'expert et de la bibliographie disponible ; v) calage d'une loi probabiliste accompagnée de tests de conformité et des intervalles de confiance.

La modélisation probabiliste de la densité du BCR à partir de l'analyse statistique est pertinente car l'on dispose d'un nombre important d'essais réalisés lors de la construction. Il est alors possible de proposer des lois de probabilité aux différentes échelles, locale, à chaque couche du BCR et sur l'ensemble du barrage.

Considérons le cas d'un barrage en BCR pour lequel on dispose d'une population de points de mesure de densité, noté  $\gamma_{bcr}$ , réalisés en phase de construction. Nous adoptons le système de notation suivant pour la densité  $\gamma_{bcr}$  obtenue lors du contrôle de compactage : (Figure 6-9)

- $J$  est le nombre de points de mesure de densité réalisés pour chaque couche ;
- $z$  est le numéro (ou la cote) d'une couche ;
- $N$  est le nombre de couches de BCR au dessus de la couche  $z$  ;
- $\mu(\gamma_{bcr})_z$  est la valeur moyenne des mesures de la densité dans la couche  $z$  ;
- $\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z$  est l'écart type des mesures de la densité dans la couche  $z$  ;
- $\mu [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  est la moyenne des  $N$  densités moyennes des couches ;
- $\sigma [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  est l'écart type des  $N$  densités moyennes des couches ;

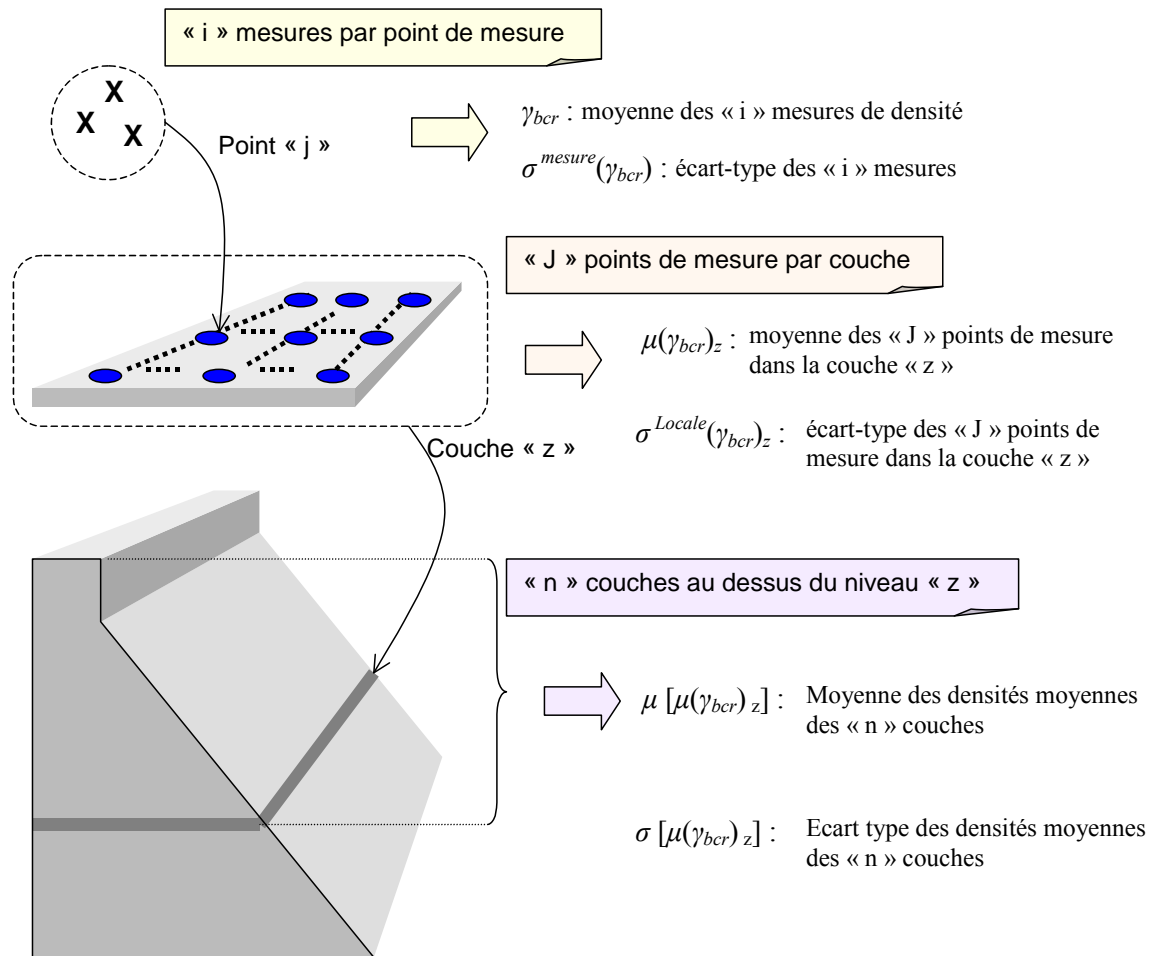


Figure 6-9 : Grandeurs de dispersion des mesures de densité.

Nous pouvons proposer une loi de probabilité pour la densité  $\gamma_{bcr}$  aux différentes échelles spatiales : à l'échelle locale, à l'échelle d'une couche et à l'échelle globale du barrage.

#### A) Echelle locale

A une échelle locale, nous cherchons à construire un modèle probabiliste représentant la variabilité (et les incertitudes) liées aux propriétés du matériau situé dans la zone 1 de la Figure 6-7. Cette échelle est comparable à la dispersion observée entre les différents points de mesure réalisés au sein d'une couche (ou mieux, entre les points de mesure situés dans la zone amont de la couche analysée).

Dans le cas des densités obtenues lors du contrôle du compactage, on dispose généralement d'une dizaine de points de mesure par couche. Ainsi, à partir des données disponibles, un modèle probabiliste à l'échelle locale peut être construit à partir des grandeurs statistiques évaluées pour les points de mesure de la couche z.

Nous pouvons évaluer des grandeurs statistiques telles que la moyenne  $\mu(\gamma_{bcr})_z$  et l'écart type  $\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z$  et adopter une loi de probabilité normale. Pour le nombre de valeurs disponibles, il est difficile de construire un histogramme et d'adopter un modèle probabiliste approprié. Le test de Kolmogorov constitue une alternative pour évaluer la pertinence de la loi de probabilité adoptée.

A l'échelle locale, la densité est modélisée par une loi de probabilité calée sur l'ensemble des  $J$  mesures réalisées dans une couche  $z$ . Si la loi est normale, ses paramètres peuvent être obtenus à partir de la moyenne  $\mu(\gamma_{bcr})_z$  et de l'écart type  $\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z$ . (Figure 6-10)

**L'adoption d'une loi gaussienne semble raisonnable compte tenu :**

- du faible nombre de mesures permettant de déterminer un autre modèle potentiellement plus pertinent ;
- du fait que le terme de dispersion  $\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z$  est petit, ce qui conduit à une probabilité pratiquement nulle pour des valeurs n'ayant pas de sens physique,
- de l'existence d'un grand nombre de facteurs susceptibles d'avoir une influence sur la densité au point de mesure (composition du BCR, compactage, facteurs environnants, etc. - voir § 2.5.5 -), sans qu'aucun d'entre eux ne soit prépondérant, ni étroitement corrélés, ce qui conduit légitimement à choisir une loi normale.

### B) Echelle d'une couche

A l'échelle d'une couche de BCR, nous nous intéressons à la valeur moyenne  $\mu(\gamma_{bcr})_z$  des mesures de densité mesurées sur la couche et à l'incertitude pesant sur cette valeur moyenne. Si l'on suppose que l'incertitude sur la densité moyenne peut être modélisée par une loi normale, la moyenne de la loi est  $\mu(\gamma_{bcr})_z$  et son écart type  $\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z$  est obtenu à partir de la relation suivante :

$$\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z = \sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z / J^{1/2} \quad (6.1)$$

Ainsi, le terme de dispersion  $\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z$  associé à l'échelle d'une couche apparaît logiquement inférieur au terme de dispersion locale  $\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z$  déterminé pour la même couche (Figure 6-10), l'incertitude associée à la valeur moyenne d'une couche diminuant avec l'augmentation du nombre de points de mesures  $J$  de cette couche.

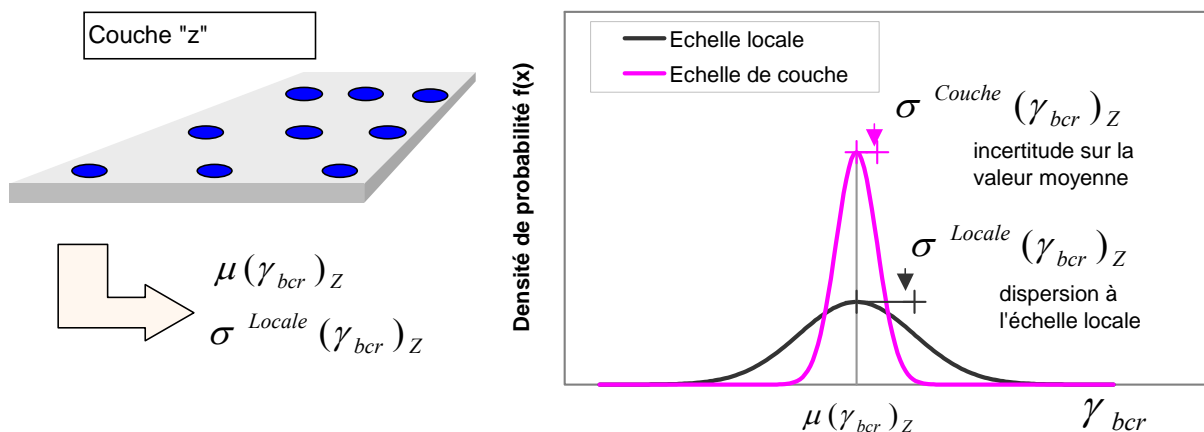


Figure 6-10 : Densité du BCR à l'échelle locale et d'une couche.

### C) Echelle globale

A l'échelle globale, nous nous intéressons à l'évaluation de l'incertitude associée à l'estimation de la densité moyenne de la zone située au-dessus de la surface potentielle de défaillance (zone 3 de la Figure 6-7).

Nous calculons la moyenne  $\mu [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  et l'écart type  $\sigma [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  des densités moyennes des  $N$  couches de la zone considérée (Figure 6-9).

A l'échelle globale du barrage, nous nous intéressons à la moyenne  $\mu [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  des densités moyennes des couches et à l'incertitude  $\sigma^{Globale}(\gamma_{bcr})_z$  pesant sur cette moyenne. Si nous supposons que l'incertitude sur la moyenne  $\mu [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  peut être modélisée par une loi normale, la moyenne de la loi est  $\mu [\mu(\gamma_{bcr})_z]$  et son écart type  $\sigma^{Globale}(\gamma_{bcr})_z$  est obtenu à partir de la relation suivante :

$$\sigma^{Globale}(\gamma_{bcr})_z = (\sigma [\mu(\gamma_{bcr})_z]) / N^{1/2} \quad (6.2)$$

Nous constatons logiquement que l'incertitude diminue avec un nombre de couches considérées  $N$  plus important.

#### 6.2.4 Modélisation de la résistance à la compression par analyse des dispersions des densités du béton frais

Nous cherchons à modéliser la résistance à la compression à deux échelles spatiales : l'échelle locale et l'échelle d'une couche. D'une part, l'échelle locale va concerner le mécanisme d'ouverture de fissure pour lequel nous recherchons le paramètre de résistance à la traction ; ce dernier sera obtenu à partir la résistance à la compression. D'autre part, l'échelle d'une couche va concerner le mécanisme de résistance à l'effort tranchant pour lequel nous recherchons les paramètres de résistance au cisaillement ; ces derniers seront obtenus à partir de la résistance à la compression et à la traction.

On ne dispose généralement que d'une ou deux mesures de résistance à la compression par couche de BCR, provenant d'essais réalisés sur d'éprouvettes prélevées de la centrale à béton ou d'essais réalisés sur carottes. Le nombre de mesures disponibles par couche ne permet donc pas de déterminer directement une loi de probabilité pour représenter ce paramètre à l'échelle d'une couche. Dans cette situation, on peut se contenter d'estimer les grandeurs statistiques telles que la moyenne  $\mu$  et l'écart-type  $\sigma$  ainsi que d'adopter un type de loi de probabilité pour la modélisation probabiliste de la résistance à la compression. Nous proposons une démarche composée des quatre étapes suivantes pour lesquelles les hypothèses sont énoncées :

NB : nous adoptons le système de notations suivant pour la résistance à la compression  $fc$  :

- $\mu(fc)_z$  : moyenne de la résistance à la compression sur la couche  $z$  (inconnue) ;
- $\sigma^{Locale}(fc)$  : écart type à l'échelle locale de la résistance à la compression, correspondant à l'écart type de l'ensemble des mesures disponibles de résistance à la compression ;
- $\sigma^{Couche}(fc)_z$  : écart type à l'échelle d'une couche de la résistance à la compression, pour la couche  $z$  (inconnue).

(i) nous proposons d'adopter pour  $\sigma^{Locale}(fc)$  la valeur de l'écart type de l'ensemble des mesures disponibles de résistance à la compression. En effet, cette grandeur de dispersion de la résistance à la compression peut être associée à une échelle locale, car chaque mesure de résistance à la compression correspond à un petit volume égal à celui de l'éprouvette testée, et ce volume est comparable à celui représenté par la zone 1 de la Figure 6-7.

(ii) nous proposons que la courbe lissée sur les mesures de résistance à la compression serve comme première approximation, pour obtenir la valeur moyenne  $\mu(fc)_z$  de la  $z$  couche de BCR (Figure 8-10). Par exemple, nous effectuons un lissage de la courbe avec un pas correspondant au nombre de mesures réalisées dans la même unité de temps (nombre de couches de BCR par jour de chantier).

(iii) afin d'estimer la dispersion de la résistance à la compression à l'échelle d'une couche, nous faisons l'hypothèse suivante : le rapport entre la dispersion (représentée par l'écart type, par exemple) des différentes échelles est le même pour la densité et pour la résistance à la compression du BCR.

$$\frac{\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z}{\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z} = \frac{\sigma^{Locale}(fc)}{\sigma^{Couche}(fc)_z} \quad (6.3)$$

Cette hypothèse repose sur le principe qui veut qu'on juge les propriétés moyennes d'un volume d'une couche de BCR moins dispersées que ses propriétés locales correspondant à une mesure ponctuelle : les fortes valeurs sont compensées par les faibles valeurs et plus le volume est grand, plus l'effet de lissage est important. Or les mesures locales réalisées pour les essais de densité et les essais de résistance à la compression sont réalisées sur des volumes de BCR analogues et donc sur une étendue du matériau analogue. Il est donc pertinent de postuler la conservation des dispersions entre les deux échelles spatiales (locale et au niveau d'une couche) pour les deux paramètres de densité et de résistance à la compression.

D'après l'hypothèse mentionnée précédemment,  $\sigma^{Couche}(fc)_z$  est alors estimé par la relation suivante :

$$\sigma^{Couche}(fc)_z = \sigma^{Locale}(fc) \cdot \frac{\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z}{\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z} \quad (6.4)$$

La pertinence de cette hypothèse pourrait être évaluée pendant la phase des planches d'essais si des mesures de densité et de résistance à la compression étaient réalisées sur plusieurs points dans une même couche de BCR.

(iv) nous adoptons le même type de loi de probabilité à l'échelle d'une couche que celle adoptée à l'échelle locale. Si la loi est normale, ses paramètres sont alors obtenus à partir de la moyenne  $\mu(fc)_z$  et de l'écart type  $\sigma^{Couche}(fc)_z$ .



### 6.2.5 Modélisation des résistances à la traction par méthode d'unification

Les résistances à la traction dans le BCR de masse et aux reprises de bétonnage ne font l'objet que de très peu (voire aucun) essais expérimentaux et il n'est donc pas possible de procéder à l'analyse statistique de ce paramètre. Classiquement en ingénierie, face à ce manque d'essais expérimentaux, les résistances à la traction sont obtenues, soit par des valeurs forfaitaires données dans certaines références techniques ou issues de dires d'experts, soit déduites des valeurs de résistance à la compression par des relations linéaires empiriques issues de la littérature technique. Les principaux types de sources techniques pour les barrages en BCR sont :

- les guides ou recommandations tels que [USACE 2000b], [CFBR 2006], [ACI 1988] ;
- les projets de recherche tels que [Dolen *et al.* 1988], [BaCaRa 1989] ;
- les projets de barrages tels que [Drahushak *et al.* 1988], [McLean *et al.* 1988].

Dans notre travail, nous proposons de déduire les résistances à la traction dans le BCR de masse  $f_{t\text{masse}}$  et aux reprises de bétonnage  $f_{t\text{reprise}}$  à partir de la résistance à la compression  $f_c$ , en utilisant les relations linéaires entre ces paramètres – ratios  $f_{t\text{masse}}/f_c$  et  $f_{t\text{reprise}}/f_c$  – disponibles dans la littérature technique par méthode d'unification de données [Shafer 1976]. Cette méthode permet d'intégrer toutes les informations disponibles sur les ratios  $f_{t\text{masse}}/f_c$  et  $f_{t\text{reprise}}/f_c$  provenant de différentes sources d'information. Sa mise en place comporte deux étapes :

(i) une représentation des informations extraites de la littérature sous la forme d'une densité de probabilité : les informations disponibles relatives aux ratios  $f_{t\text{masse}}/f_c$  et  $f_{t\text{reprise}}/f_c$  peuvent correspondre à une valeur ponctuelle, à une fourchette de valeurs ou à une valeur recommandée située entre une fourchette de valeurs. Ces différents formats d'information sont représentés par une densité de probabilité de forme dépendant de l'information disponible : uniforme, triangulaire, trapézoïdale, etc.

La Figure 6-11 donne un exemple de densité de probabilité triangulaire. Les extrémités du triangle sont déterminées par la valeur minimale et maximale possibles pour le paramètre analysé ( $f_t/f_c$ ), la valeur la plus vraisemblable détermine la position du point avec la fréquence relative maximale. La hauteur du triangle est obtenue pour une surface égale à 1.

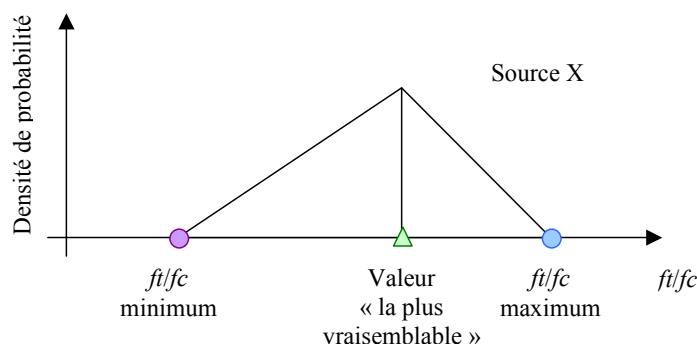


Figure 6-11 : Exemple de densité de probabilité triangulaire.

(ii) une unification des informations basée sur une pondération de chacune des sources utilisées car les informations disponibles proviennent de sources hétérogènes : résultats sur des bétons de différentes compositions, de différents âges, confectionnés en laboratoire ou extraits d'un barrage par carottage.

Il est possible alors d'identifier plusieurs critères permettant la pondération de la qualité et de la pertinence des données recueillies.

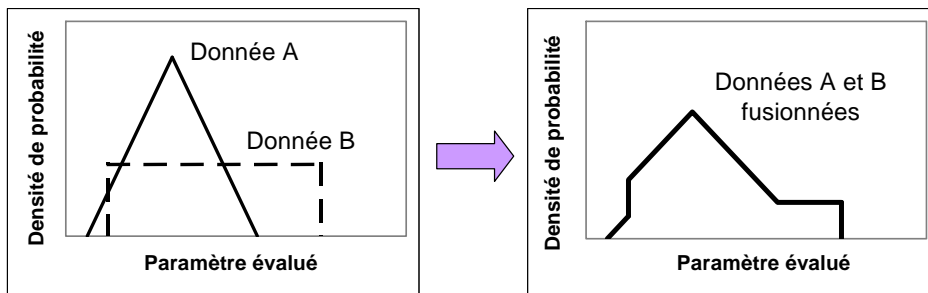
Une note peut être attribuée pour chaque critère en fonction de l'échelle donnée (généralement entre 0 et 1) et une note finale peut être obtenue pour l'ensemble des critères.

La figure suivante (inspirée et adaptée à partir de [Talon 2007]) est un exemple de critères qui peuvent être considérés.

Critères	Note				Exemple
	1	2/3	1/3	0	
Mode d'obtention	Carottage sur le barrage	Carottage sur planches d'essai	Laboratoire	Estimée	1
Source	Référencée	Interne	Conférence	Isolée	1/3
Représentativité	Parfaite	Correcte	Faible	Pauvre	1/3
Correspondance vis-à-vis du cas étudié (dosage, traitement)	Entière	Correcte	Faible	Pauvre	2/3
Note finale de la source : Moyenne arithmétique (ou géométrique) des critères					0,58 (0,52)

**Figure 6-12 : Exemple de pondération de la qualité et représentativité des sources utilisées.**

L'unification des données est réalisée à partir de la somme des densités de probabilité multipliées par un coefficient de pondération évalué pour chaque source. Ce coefficient de pondération attribué à chaque source est défini comme la note finale de la source considérée divisée par la somme des notes finales des sources utilisées. Les coefficients de pondération ainsi évalués permettent de prendre en compte la qualité et représentativité des sources utilisées et de conserver une surface égale à 1 pour la densité de probabilité obtenue par l'unification des données. La figure suivante présente un schéma de l'unification de deux données différentes.



**Figure 6-13 : Schéma de la méthode d'unification des informations.**

Finalement, nous pouvons ajuster une loi de probabilité à la densité de probabilité issue de la procédure d'unification des informations disponibles sur le ratio  $f_t/f_c$ . Cette démarche permet d'évaluer une loi de probabilité pour la résistance à la traction (en masse ou aux reprises de bétonnage) par multiplication des lois de probabilité de la résistance à la compression  $f_c$  et du ratio  $f_t/f_c$ .

Nous obtenons ainsi une loi de probabilité pour la résistance à la traction, soit à l'échelle locale, soit à l'échelle de la couche, selon que l'on adopte, pour la résistance à la compression, la loi de probabilité correspondant à l'échelle locale ou à l'échelle de la couche. La modélisation de la résistance à la traction évaluée localement est ensuite utilisée dans l'étude de l'état-limite des ouvertures de fissures.

### 6.2.6 Modélisation de la résistance au cisaillement par relation physique

Certains paramètres de résistances peuvent être corrélés entre eux par des relations physiques ou empiriques. Si l'on connaît la loi de probabilité d'une résistance, on peut alors caractériser la loi de probabilité d'un autre paramètre au moyen des relations analytiques disponibles entre ces deux paramètres. Cette démarche est pertinente en particulier lorsqu'on ne peut pas faire directement une analyse statistique du paramètre à modéliser.

Dans notre recherche et pour les paramètres de résistance au cisaillement des BCR dans la masse ou aux reprises de bétonnage, nous ne disposons généralement d'aucun essai (cf. § 2.5.5). Nous proposons donc d'utiliser les relations physiques entre les paramètres de résistance au cisaillement ( $C$  et  $\varphi$ ) et les paramètres de résistance mécanique ( $f_c$  et  $f_t$ ) que nous avons précédemment caractérisés (cf. § 6.2.4 et § 6.2.5).

Les principaux modèles de résistance au cisaillement – linéaires, bilinéaires, paraboliques, hyperboliques, etc. – appliqués aux barrages et rencontrés dans la littérature technique, ont été présentés en bibliographie (§ 3.3.3) : [Patton, 1966], [Wang *et al.* 1993], [Prat *et al.* 1991], [Lofti *et al.* 1994], [Červenka *et al.* 1998] et [Puntel *et al.* 2006] ; ils font intervenir les paramètres de résistance au cisaillement ( $C$  et  $\varphi$ ).

Pour notre étude, nous proposons un modèle parabolique défini à partir des paramètres de résistance mécanique ( $f_c$  et  $f_t$ ). La formulation de la courbe intrinsèque est la suivante :

$$\tau = \left[ f_c \cdot (\sigma_N + k \cdot f_c) \cdot \left( 1 + 2 \cdot k - 2 \cdot \sqrt{k^2 + k} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \cdot \left( 1 - \frac{1}{6 \cdot \exp(\sigma_N)} \right) \quad (6.5)$$

avec :

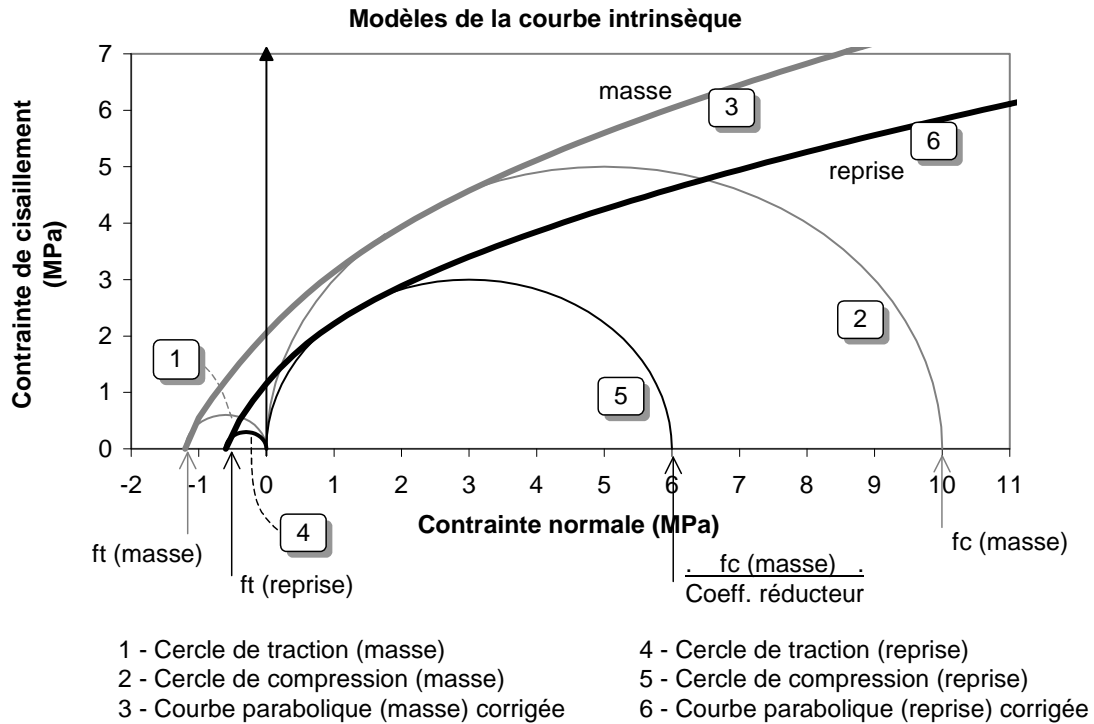
- $\tau$  : résistance au cisaillement ;
- $\sigma_N$  : contrainte normale ;
- $k$  : rapport entre la résistance à la traction et la résistance à la compression ;
- $f_c, f_t$  : résistances à la compression et à la traction.

Cette formulation correspond à l'équation de la parabole passant par le point d'abscisse négative égale à la résistance à la traction et tangente au cercle de Mohr de diamètre égal à la résistance à la compression du BCR.

Le terme entre parenthèses de l'équation (6.5) correspond à un terme d'ajustement destiné à caler notre modèle sur des essais expérimentaux issus de [Dolen *et al.* 1988]. C'est un modèle empirique, adaptation d'un modèle simple établi pour le béton, qui permet de mieux rendre compte de la courbe intrinsèque pour les valeurs faibles de la contrainte normale.

Pour les reprises de bétonnage du BCR (Figure 6-14), nous utilisons le modèle parabolique proposé ci-dessus en utilisant la résistance à la traction aux reprises de bétonnage et la résistance à la compression affectée d'un coefficient réducteur. [Lupien *et al.* 2004] propose des valeurs pour le coefficient réducteur de la résistance à la compression en fonction de la qualité du traitement de la reprise de bétonnage.

A partir du modèle parabolique de rupture du BCR, la cohésion  $C$  est obtenue à partir de la résistance au cisaillement pour une valeur de contrainte normale égale à zéro. L'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) peut être obtenu à partir de la sécante à la courbe intrinsèque comprise dans la gamme de contraintes normales correspondant à la sollicitation hydraulique subie par l'ouvrage (poussée hydrostatique et sous-pressions).



**Figure 6-14 : Modèle parabolique pour la courbe intrinsèque du BCR en masse et aux reprises de bétonnage.**

A partir de ce modèle de rupture, nous obtenons la variabilité des paramètres de résistance au cisaillement du BCR (masse et reprise) à l'échelle de la couche, en fonction de la variabilité des résistances à la traction et à la compression (Figure 6-15). La démarche est la suivante : à partir de simulation de Monte Carlo, nous générons des couples  $(f_c, f_t)$  correspondant aux lois de probabilité déterminées à l'échelle de la couche. A partir de chaque couple  $(f_c, f_t)$  nous calculons alors les couples  $(C$  et  $\varphi)$  au moyen de la courbe intrinsèque. Un ajustement statistique de l'échantillon de couples  $(C$  et  $\varphi)$  nous permet enfin d'obtenir une loi de probabilité conjointe pour  $C$  et  $\varphi$  à l'échelle de la couche.

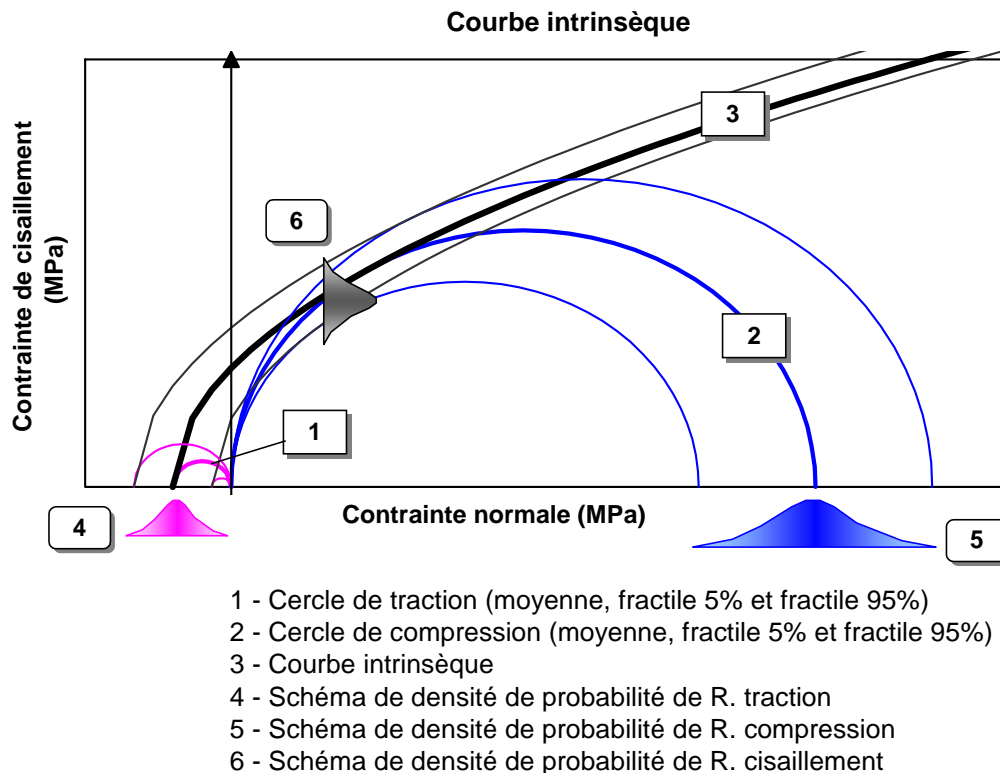


Figure 6-15 : Schéma de variabilité de la résistance au cisaillement en fonction de la variabilité de  $f_t$  et  $f_c$ .

*Nous proposons une formulation analytique de la courbe intrinsèque. Elle permet d'accéder aux paramètres de résistance au cisaillement  $C$  et  $\tan(\varphi)$  du matériau, à partir de la connaissance des paramètres de résistance mécanique  $f_c$  et  $f_t$ .*

*Le modèle physique développé a l'avantage de permettre de propager les incertitudes sur les paramètres d'entrée  $f_c$  et  $f_t$ . Il permet également d'évaluer les corrélations statistiques entre les paramètres étudiés.*

### 6.2.7 Synthèse sur la modélisation probabiliste des propriétés du BCR

Nous avons développé différentes méthodes permettant la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage en BCR. Elles mettent en œuvre : i) l'analyse des dispersions des paramètres de résistance aux différentes échelles spatiales ; ii) l'analyse statistique des paramètres de contrôle de compactage et de résistance à la compression du BCR ; iii) la fusion des données pour l'évaluation de la variabilité de la résistance à la traction ; iv) l'utilisation d'une formulation physique du critère de résistance au cisaillement du béton pour l'étude de la variabilité de la résistance au cisaillement.

Notre démarche a eu pour contrainte de s'adapter à la faible quantité de données disponibles sur les paramètres qui interviennent dans les conditions d'états-limites et donc de mobiliser toute l'information disponible : les mesures indirectes des densités réalisées en cours de chantier, les quelques mesures de résistances en compression et en traction, les données issues de la littérature, les modèles physiques. L'idée initiale était de tirer profit des mesures de densité disponibles en grande quantité et qui permettent d'étudier la variabilité spatiale aux

différentes échelles, puis de calibrer sur ces bases l'étude des paramètres de résistance. Cette démarche adopte des hypothèses simplificatrices, notamment le principe de conservation des rapports de dispersions des propriétés des matériaux entre les différentes échelles spatiales, mais qui sont cohérentes. Elle offre l'avantage d'apporter une plus value significative par rapport aux quelques pratiques internationales constatées dans notre recherche bibliographique, basées sur des lois de probabilités choisies de façon déclaratives. En outre, la démarche d'analyse de la variabilité des propriétés des matériaux tient compte de l'échelle spatiale et de l'entendue de la zone concernée par les états-limites considérés, ce qui est le principe de base de méthode de justification fiabiliste.

### 6.3 Généralisation à la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en BCV

La démarche présentée dans le paragraphe précédent est proposée pour le cas des barrages-poids en BCR. Pour une généralisation au cas des barrages-poids en BCV, il est nécessaire d'adapter certains aspects méthodologiques qui font l'objet de ce paragraphe.

#### 6.3.1 Echelles d'analyse de la variabilité et données disponibles

Les barrages en béton conventionnel sont, en général, exécutés par plots séparés par des joints transversaux de contraction et, parfois, par des joints longitudinaux, afin d'éviter que la prise du béton, le retrait et les variations de température ne produisent des fissures. Pour la plupart des barrages en béton conventionnel, un espacement de 12 à 18 m entre les joints verticaux de contraction s'est avéré satisfaisant. Lorsque le barrage est très épais (Figure 6-16a), des joints longitudinaux permettent de transférer les contraintes de compression et de cisaillement.

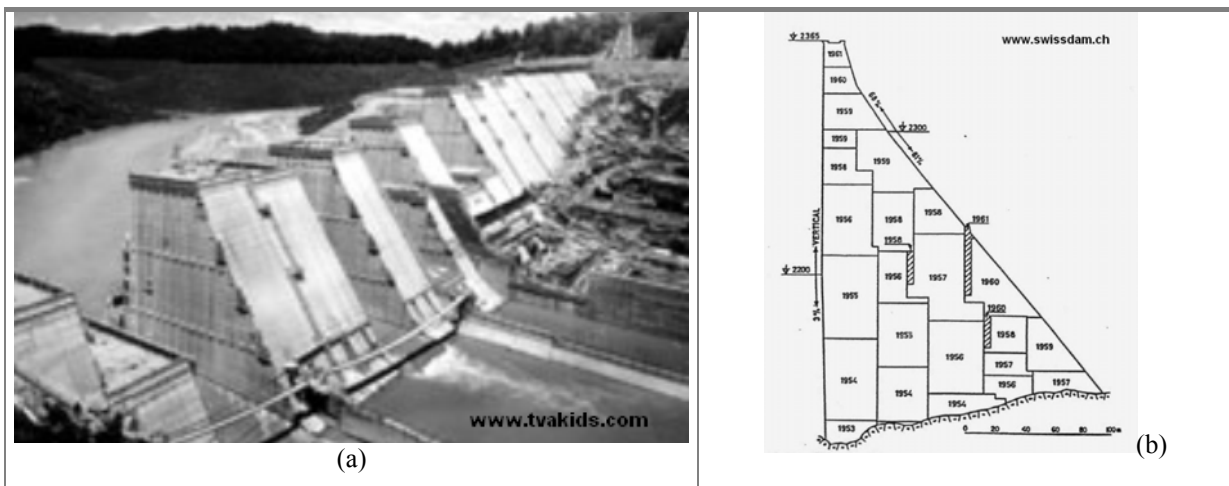


Figure 6-16 : (a) Construction par plots. (b) Exemple de distribution des plots pour un barrage de grandes dimensions.

Pour chaque plot, la mise en place du béton est réalisée par levées de hauteur qui varie entre 1 et 3 m afin de limiter la génération de chaleur d'hydratation. Elles donnent lieu à des joints de construction.

De manière analogue au cas des barrages en BCR, nous nous intéressons à trois échelles spatiales de variabilité pour la modélisation probabiliste des matériaux du corps d'un barrage-poids en BCV :

- l'échelle locale pour la résistance à la traction d'un secteur ponctuel circonscrit sur le parement amont du barrage vis-à-vis de l'ouverture de fissures ;
- l'échelle d'un joint horizontal (analogue à l'échelle d'une couche pour le BCR) : le défaut de résistance à l'effort tranchant mobilise la résistance au cisaillement moyenne d'un joint horizontal ;
- l'échelle globale pour le poids volumique intervenant dans le calcul du poids propre du barrage.

La modélisation des propriétés des matériaux d'un barrage en BCV peut être réalisée de manière analogue au cas des barrages en BCR. Au regard de cette méthodologie, les principales différences entre les cas du BCR et du BCV sont les suivantes :

- pour les barrages-poids en BCV, le béton est mis en place par levées de hauteur de 1 à 3 m, au lieu des couches d'environ 0,30 m d'épaisseur dans les barrages-poids en BCR ;
- le contrôle du béton correspond principalement à des mesures de densité et de résistance en compression d'éprouvettes issues de la centrale de fabrication (1 à 3 essais par couche), et les contrôles au gammadensimètre ne sont pas réalisés.

Ainsi, au niveau des données disponibles, la différence majeure entre les barrages-poids en BCV et BCR est de deux ordres :

- on dispose pour le BCV de mesures de densité par levée en quantité nettement moins importante que pour les couches de BCR ;
- on dispose pour le BCV de mesures de résistance à la compression en quantité nettement plus importante que pour le BCR.

Par rapport à la résistance à la traction et au cisaillement, la situation des barrages-poids en BCV est similaire au cas des barrages-poids en BCR et ces propriétés ne font l'objet que de très peu (voire aucun) essai expérimental. Il s'agit, dans la plupart des cas, d'essais réalisés sur le béton en masse. La zone de reprises de bétonnage ne fait l'objet que très rarement d'essais de résistance mécanique.

### **6.3.2 Démarche générale pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en BCV**

La démarche générale que nous proposons pour la modélisation des résistances du BCV repose sur celle proposée aux BCR, mais est adaptée aux spécificités des BCV et aux données disponibles. Elle comprend :

- la modélisation probabiliste du poids volumique du béton, uniquement à l'échelle globale du barrage, par analyse statistique. Ce travail vise exclusivement à caractériser le poids propre du barrage ;
- la modélisation probabiliste de la résistance à la compression du béton par analyse statistique directe (sans recourir à la modélisation du poids volumique) aux différentes échelles spatiales ;
- la modélisation probabiliste de la résistance à la traction par fusion des données ;
- la modélisation probabiliste de la résistance au cisaillement par une formulation de la courbe intrinsèque.

Les paragraphes suivants présentent principalement les différences par rapport à la méthodologie adoptée pour les barrages-poids en BCR.

**A) Modélisation probabiliste du poids volumique du béton par une analyse statistique**

Pour le calcul du poids propre du barrage, nous nous intéressons à l'échelle globale du barrage. Nous proposons de calculer la valeur moyenne  $\mu(\gamma_{bcv})$  et l'écart type  $\sigma(\gamma_{bcv})$  du poids volumique de l'ensemble des  $N$  mesures disponibles sur  $\gamma_{bcv}$ . L'incertitude globale à l'échelle du barrage  $\sigma^{Globale}(\gamma_{bcv})$  sur la valeur moyenne est déterminée par l'expression suivante :

$$\sigma^{Globale}(\gamma_{bcv}) = \sigma(\gamma_{bcv}) / N^{1/2} \quad (6.6)$$

Une loi de probabilité avec une moyenne  $\mu(\gamma_{bcv})$  et avec un écart type  $\sigma^{Globale}(\gamma_{bcv})$  peut être adoptée pour la modélisation probabiliste du poids volumique à l'échelle globale du barrage en BCv.

**B) Modélisation probabiliste de la résistance à la compression du béton par une analyse statistique**

Il n'est pas nécessaire de faire appel à l'hypothèse des rapports de variabilité (cf. § 6.2.4) car les mesures de densité et de résistance à la compression sont réalisées en même nombre et sur les mêmes éprouvettes. Deux voies peuvent être adoptées selon le nombre d'essais par levée :

- si l'on dispose de plusieurs mesures par levée (au minimum 3 essais par levée), il est possible de réaliser directement une analyse statistique sur les données de résistance à la compression disponibles pour modéliser la résistance à la compression à l'échelle locale et à l'échelle d'une levée, de manière analogue à l'analyse des mesures au gammadensimètre présentée au § 6.2.3. En revanche, l'incertitude sur la valeur moyenne pour une levée sera conditionnée par le faible nombre d'essais disponible ;
- si l'on dispose uniquement d'une ou deux mesures par levée, nous considérons de façon conservatrice que la variabilité à l'échelle d'une levée est équivalente à la variabilité à l'échelle locale.

**C) Modélisation probabiliste de la résistance à la traction et au cisaillement par fusion des données et par une formulation de la courbe intrinsèque**

La nature du problème et les données disponibles sont strictement similaires pour les cas du BCR et du BCv :

- pas ou peu de données de résistance à la traction et au cisaillement ;
- une bibliographie technique et plusieurs sources d'informations disponibles.

Ainsi, nous proposons d'adopter pour le BCv les démarches proposées pour le BCR (§ 6.2.4 et § 6.2.5) :

- la modélisation des ratios  $f_t/f_c$  et l'unification des données disponibles relatives à ce ratio  $f_t/f_c$  en tenant compte de toute l'information disponible ;
- la modélisation de la résistance au cisaillement par une formulation de la courbe intrinsèque.



## 6.4 Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons présenté des méthodes pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps des barrages-poids en béton, en nous appuyant sur l'ensemble de l'information disponible et applicables dans la mise en œuvre d'une analyse de fiabilité des structures.

Dans le cas des barrages-poids en BCR, l'abondance des mesures de densité du béton compacté permet d'analyser la variabilité de cette propriété par une analyse statistique aux différentes échelles spatiales dans le corps du barrage. Cette analyse permet ainsi d'obtenir les dispersions de ce paramètre aux différentes échelles spatiales gouvernant les états-limites.

Le manque de données disponibles sur la résistance à la traction et au cisaillement du béton de masse et dans les zones de reprise de bétonnage ne permet pas de mettre en œuvre une analyse statistique directe pour la modélisation probabiliste de ces paramètres. Ceci a conduit à mobiliser toute l'information disponible, à adopter quelques hypothèses simplificatrices notamment liées à la conservation des rapports de dispersion entre les différentes échelles spatiales et à mettre en œuvre des démarches adaptées aux données disponibles, l'unification des informations relatives à la résistance à la traction et une proposition de modèle physique pour la courbe intrinsèque du béton.

La méthode proposée présente l'intérêt de mobiliser toute l'information disponible et de prendre en compte les différentes échelles spatiales de variabilité, ce qui constitue une plus value importante par rapport aux pratiques déclaratives de modélisation des résistances constatées dans la littérature scientifique.

La question de la modélisation probabiliste des résistances des barrages en BCv est apparue relativement proche de celle des barrages en BCR. Pour les barrages en BCv, nous avons proposé une démarche analogue à celle des BCR, adaptée à leurs spécificités.

## 7 Modélisation probabiliste des actions hydrauliques

Ce chapitre propose des méthodes pour l'évaluation probabiliste des actions hydrauliques agissant sur un barrage. Les actions hydrauliques comprennent la poussée hydrostatique amont, l'action des sous pressions et la poussée hydrostatique aval. Leurs intensités sont fixées par le niveau d'eau dans la retenue. Ce sont les principales actions extérieures agissant sur les barrages.

Dans une démarche d'ingénierie classique, nous avons vu que le niveau maximal de la retenue d'un barrage en période de crue est obtenu à partir de deux hypothèses fortes (§ 3.2.2) :

- Hypothèse 1 : la sollicitation hydraulique maximale envisagée est fixée par une crue exceptionnelle, dite la crue de projet, laquelle est représentée par un unique hydrogramme de projet. Cet hydrogramme de projet couvre tous les événements hydrologiques envisageables ou envisagés jusqu'à un certain niveau de sécurité que le concepteur s'est fixé, susceptibles de se produire sur le site du barrage ;
- Hypothèse 2 : la crue de projet précédemment déterminée survient alors que la retenue se situe à sa cote normale d'exploitation (cote RN). En connaissance des caractéristiques du dispositif d'évacuation des crues, on obtient alors la cote maximale de la retenue en période de crue, les calculs hydrauliques pouvant également intégrer un laminage de la crue de projet par la retenue.

Cette démarche induit des verrous importants à une modélisation probabiliste de la sollicitation hydraulique, pour les raisons suivantes :

- la pratique actuelle consistant à adopter une cote maximale unique pour la retenue, les Plus Hautes Eaux – PHE –, revient à adopter une valeur de sollicitation maximum unique. De fait, on n'a pas connaissance de la distribution en fréquence des cotes de remplissage de la retenue, que cela soit pour les fréquences comprises entre la cote RN et celle des PHE, mais surtout pour les fréquences rares, au-delà des PHE ;
- l'hypothèse 1 conduit à ne pas prendre en compte la variabilité des événements hydrologiques, ce qui constitue une simplification forte de la réalité hydrologique ;
- l'hypothèse 2 conduit à ne pas prendre en compte la variabilité de la cote de remplissage de la retenue et est donc parfois fortement conservatrice. En effet, dans de nombreuses situations, les périodes de crue correspondent aux périodes où la retenue est non remplie.

Notre recherche vise à améliorer les conditions fixées par cette démarche et ces deux hypothèses en introduisant deux principaux aspects :

- la prise en compte de multiples scénarios de crues à partir de deux méthodes développées : la première méthode est basée sur les méthodes hydrologiques classiques utilisées de façon courante dans l'ingénierie, et la seconde méthode repose sur un générateur stochastique d'événements hydrologiques développé par le Cemagref (méthode SHYPRE) ;
- la prise en compte de la variabilité de la cote de la retenue avant l'occurrence d'un événement hydrologique, à laquelle nous accédons par analyse statistique des chroniques de remplissage d'un barrage.

En mettant en œuvre des techniques de simulation stochastique, nous calculons les cotes de la retenue en crue atteintes lors de multiples événements hydrologiques. Ce calcul est mené à partir des tirages aléatoires d'hydrogrammes de crue, des tirages aléatoires des cotes de remplissage de la retenue et en tenant compte du laminage des crues. L'échantillon obtenu permet de tracer la distribution des cotes maximales de la retenue en période de crue.

Nos premiers développements proposent une méthode de modélisation des phénomènes de crue basée sur les méthodes hydrologiques classiques utilisées de façon courante dans l'ingénierie (§ 7.1). Ensuite, nous présentons une démarche reposant sur une méthode hydrologique innovante basée sur des simulations stochastiques d'événements hydrologiques - méthode SHYPRE - (§ 7.2). En troisième partie, nous proposons une démarche pour prendre en compte la variabilité de la cote initiale de la retenue lors de l'occurrence de la crue (§ 7.3). Enfin, nous proposons une méthodologie rassemblant les méthodes précédemment décrites pour parvenir aux distributions de remplissage de la retenue lors d'événements hydrologiques (§ 7.4).

<b>7.1      Modélisation d'événements hydrologiques à partir des méthodes classiques de l'hydrologie</b>
--

L'objectif est de générer aléatoirement une série d'hydrogrammes de crue correspondant à différentes périodes de retour (ou probabilités d'occurrence) à partir des résultats des études hydrologiques classiques : deux méthodes sont proposées et comparées [Carvajal *et al.* 2009c].

### **7.1.1    Tirage aléatoire parmi plusieurs hydrogrammes de crue**

L'objectif de cette méthode est de générer une série d'hydrogrammes de crue par tirages aléatoires parmi plusieurs hydrogrammes de crue obtenus par des études hydrologiques classiques. Cette méthode est décomposée en trois tâches :

- construction d'une base d'événements ;
- probabilisation de cette base ;
- génération d'une série d'événements.

#### **A) Construction d'une base d'événements**

Cette méthode a pour point d'entrée plusieurs hydrogrammes de crue correspondant chacun à une période de retour, par exemple : 10 ans, 100 ans, 1 000 ans et 10 000 ans. Ces hydrogrammes de crue ont été obtenus préalablement au moyen d'études hydrologiques, pouvant mettre en œuvre différentes méthodes [ICOLD 1992] telles que celles mentionnées au paragraphe § 3.2.2. Ces hydrogrammes représentent des phénomènes de crue susceptibles de se produire sur le site du barrage étudié.

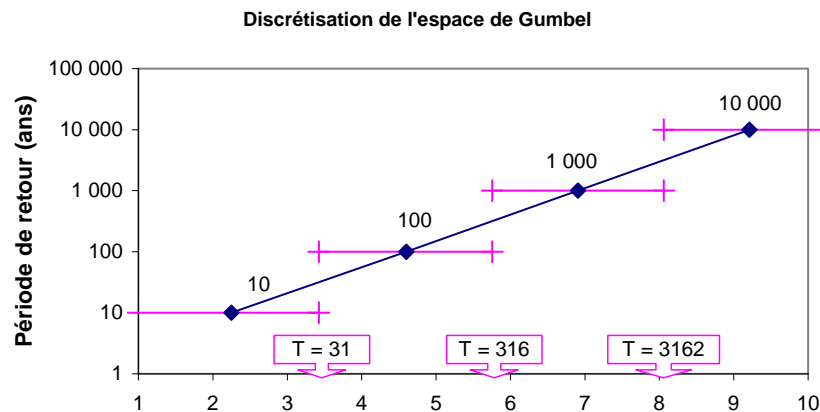
### B) Probabilisation de la base d'événements

Nous cherchons à attribuer à chaque hydrogramme une probabilité d'occurrence à partir d'un procédé de discrétisation de l'espace de probabilité. Les méthodes probabilistes classiques pour la détermination de crues extrêmes, telles que la méthode du Gradex, considèrent que le débit de crue est une variable aléatoire qui suit une loi de Gumbel.

Nous adoptons aussi un espace de probabilité défini par une distribution de Gumbel. Dans l'espace de Gumbel, il est construit une partition d'intervalles de probabilités, chaque intervalle étant associée à un hydrogramme. Le procédé de discrétisation comprend les tâches suivantes (Figure 7-1) :

- représentation des périodes de retour des hydrogrammes au moyen de la variable réduite de Gumbel ;
- définition des limites des intervalles de probabilité à partir de la demi-distance entre les périodes de retour considérées ;
- calcul des probabilités de non dépassement pour ces limites d'intervalles de probabilité ;
- calcul de la probabilité attribuée à chaque hydrogramme comme la différence des probabilités de non dépassement des limites de l'intervalle concerné.

La limite inférieure associée à l'hydrogramme de plus petite période de retour correspond à une probabilité de non dépassement égale à 0, alors que la limite supérieure pour l'hydrogramme de plus grande période de retour correspond à une probabilité de non dépassement égale à 1.



**Variable réduite de Gumbel :  $u = -\ln(-\ln(1-1/T))$**

Période de retour (ans)	Probabilité de non dépassement	Variable réduite de Gumbel	Probabilité annuelle attribuée
	0		
10	0,9	2,2504	0,96798
100	0,99	4,6001	0,02885
1 000	0,999	6,9073	0,00285
10 000	0,9999	9,2103	0,00032
	1		

**Figure 7-1 : Distribution de probabilité d'occurrence des hydrogrammes.**

Par exemple, à l'événement centennal modélisé est associé une probabilité de 0,02885 correspondant à l'intervalle entourant la valeur 100 ans, soit l'intervalle compris entre 31 et 316 années (Figure 7-1).

On note que la somme des probabilités de l'ensemble des événements est égale à 1.

Cette étape de probabilisation des hydrogrammes de crue peut être réalisée sur un autre espace de probabilité associé à une autre distribution de probabilité, ou bien avec un autre critère pour la définition des limites des intervalles de probabilité.

### C) Génération d'une série d'événements

La technique de simulation de Monte Carlo permet alors de tirer de manière aléatoire ces hydrogrammes de crue et de construire une série. La Figure 7-2 illustre la démarche de tirage aléatoire parmi les quatre hydrogrammes de crue associés aux périodes de retour 10 ans, 100 ans, 1 000 ans et 10 000 ans.

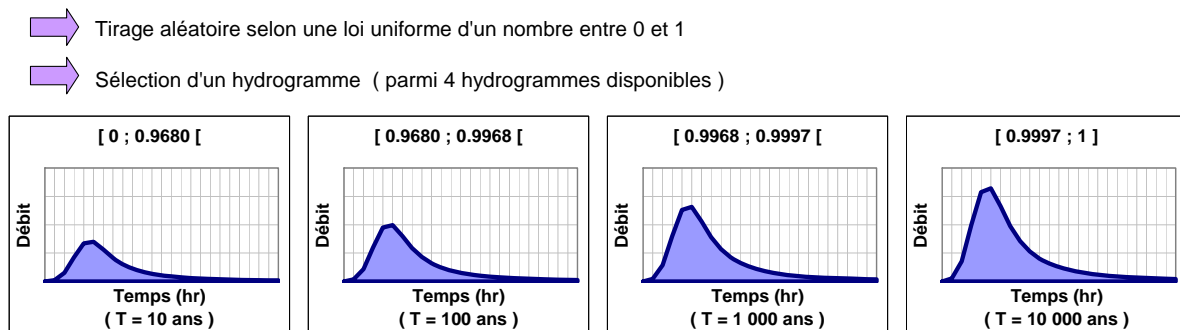


Figure 7-2 : Principes du tirage aléatoire parmi plusieurs hydrogrammes de crue.

Il faut noter que cette méthode met à profit les données des études hydrologiques réalisées sur un site et ce quelle que soit la manière dont ont été construits les hydrogrammes. Elle nécessite de disposer de plusieurs hydrogrammes de crue correspondant à différentes périodes de retour.

#### 7.1.2 Génération d'hydrogrammes à partir de l'hydrogramme de projet et d'une variable hydrologique aléatoire

La plupart des études hydrologiques pour l'estimation des crues extrêmes fournissent un hydrogramme de projet et la distribution probabiliste d'une variable hydrologique ayant servi à la détermination de cet hydrogramme de projet (le volume de la crue ou le débit de pointe, par exemple).

A la différence de la méthode précédente, la deuxième méthode proposée utilise un seul hydrogramme de crue correspondant à la crue de projet que le concepteur du barrage a déterminé. Nous supposons que cet hydrogramme et que la distribution probabiliste du volume ou du débit de crue sont connus par une étude hydrologique. L'objectif est de générer différents hydrogrammes de crue associés à différentes fréquences, à partir de l'hydrogramme de projet et de la distribution probabiliste de la variable hydrologique considérée.

L'hypothèse que nous faisons est que l'hydrogramme de projet a un paramètre (le débit moyen  $Q_m$  ou le volume de la crue  $V$  ou le débit de pointe  $Q_p$ ) qui suit une loi de Gumbel. Cette hypothèse est classique pour la détermination des crues extrêmes ; par exemple dans la

méthode du Gradex, le débit moyen  $Q_m$  suit une loi de Gumbel dès que le sol est saturé [CFGB 1994]. Nous considérons dans la suite que le débit moyen  $Q_m$  suit cette loi de probabilité.

Nous générons aléatoirement des hydrogrammes de crue selon les principes suivants : (Figure 7-3)

- nous conservons la forme de l'hydrogramme d'une fréquence à une autre : les rapports  $Q_{(ti)}/Q_m$  correspondant aux débits de l'hydrogramme de projet pour chaque pas de temps  $ti$  sont supposés constants et la durée des hydrogrammes générés est également constante ;
- nous procédons à un tirage aléatoire du débit moyen  $Q_m^A$  correspondant à l'hydrogramme que nous souhaitons générer, le paramètre  $Q_m^A$  répondant à une loi de Gumbel dont nous connaissons le gradex par l'étude hydrologique ;
- nous reconstituons l'hydrogramme de crue correspondant au paramètre  $Q_m^A$  précédent tiré aléatoirement. Pour cet hydrogramme, on détermine les débits  $Q_{(ti)}^A$  pour chaque pas de temps  $ti$  à partir des rapports  $Q_{(ti)}/Q_m$  déterminés pour l'hydrogramme de projet.

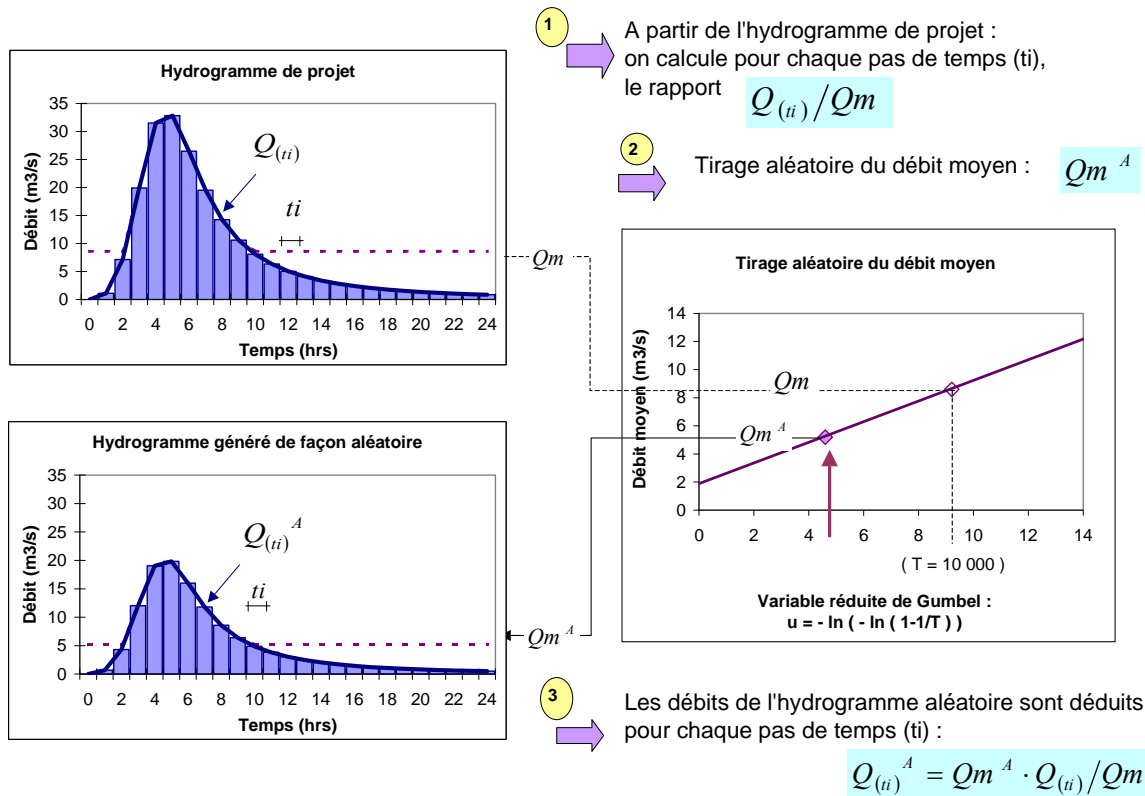


Figure 7-3 : Principes de génération aléatoire des hydrogrammes de crue à partir d'un hydrogramme de projet.

La Figure 7-3 résume le principe de génération aléatoire d'hydrogrammes de crue, à partir de la connaissance de l'hydrogramme de projet et de la distribution probabiliste du débit moyen.

Par rapport à la méthode basée sur le tirage aléatoire d'hydrogrammes de crue, la méthode de génération aléatoire d'hydrogrammes présente l'avantage de générer de multiples hydrogrammes de crue associés à une fréquence unique et évite ainsi la discrétisation de l'espace de probabilité.

Par ailleurs, la méthode peut être facilement élargie lorsque le débit de crue s'ajuste mieux à une autre loi de probabilité ou lorsque l'on dispose de plusieurs hydrogrammes de crue associés à différentes périodes de retour.

*Nous avons proposé deux méthodes qui permettent de générer de façon aléatoire une série d'hydrogrammes de crue. Une première méthode basée sur la connaissance de plusieurs hydrogrammes de crue disponibles, et une deuxième méthode basée sur la connaissance de l'hydrogramme de projet et sur la distribution probabiliste des débits de crue. Les deux méthodes mettent à profit les résultats des méthodes hydrologiques classiques pour la détermination probabiliste des crues extrêmes.*

## **7.2 Modélisation d'événements hydrologiques à partir d'une méthode de simulation stochastiques de crues**

Nous avons vu, dans la recherche bibliographique (cf. § 3.2.2), que les méthodes probabilistes stochastiques étaient particulièrement pertinentes pour notre travail : elles permettent la simulation stochastique de scénarios de crue et elles peuvent être utilisées dans le cadre de la modélisation des sollicitations.

Parmi les méthodes hydrologiques probabilistes stochastiques, nous proposons de mettre en œuvre la méthode SHYPRE pour la génération d'hydrogrammes de crue. Elle est basée sur un générateur stochastique de pluies, couplé à un modèle pluie-débit :

- la génération stochastique de pluies est basée sur une analyse descriptive des événements pluvieux ; par simulation stochastique, le générateur fournit donc des hyétogrammes de diverses formes, à pas de temps horaire ;
- le modèle pluie-débit permet de transformer les hyétogrammes simulés en hydrogrammes de crue.

La mise en œuvre de la méthode SHYPRE passe par trois étapes (Figure 7-4) :

- étape I : calage des paramètres de chaque modèle à partir de phénomènes hydrologiques observés (hyétogrammes et hydrogrammes observés) ;
- étape II : génération stochastique des pluies (hyétogrammes simulés) et leur transformation en débits (hydrogrammes simulés). L'extrapolation des variables hydrologiques vers les fréquences rares et extrêmes se réalise par l'augmentation de la période de simulation ;
- étape III : validation de la méthode. La validation des modèles se fait sur des variables n'ayant pas servi à l'élaboration des modèles. Ainsi, les hauteurs de pluies maximales et les débits moyens maximums des événements générés, correspondant à différentes durées, sont comparés aux distributions empiriques de données hydrologiques observées.



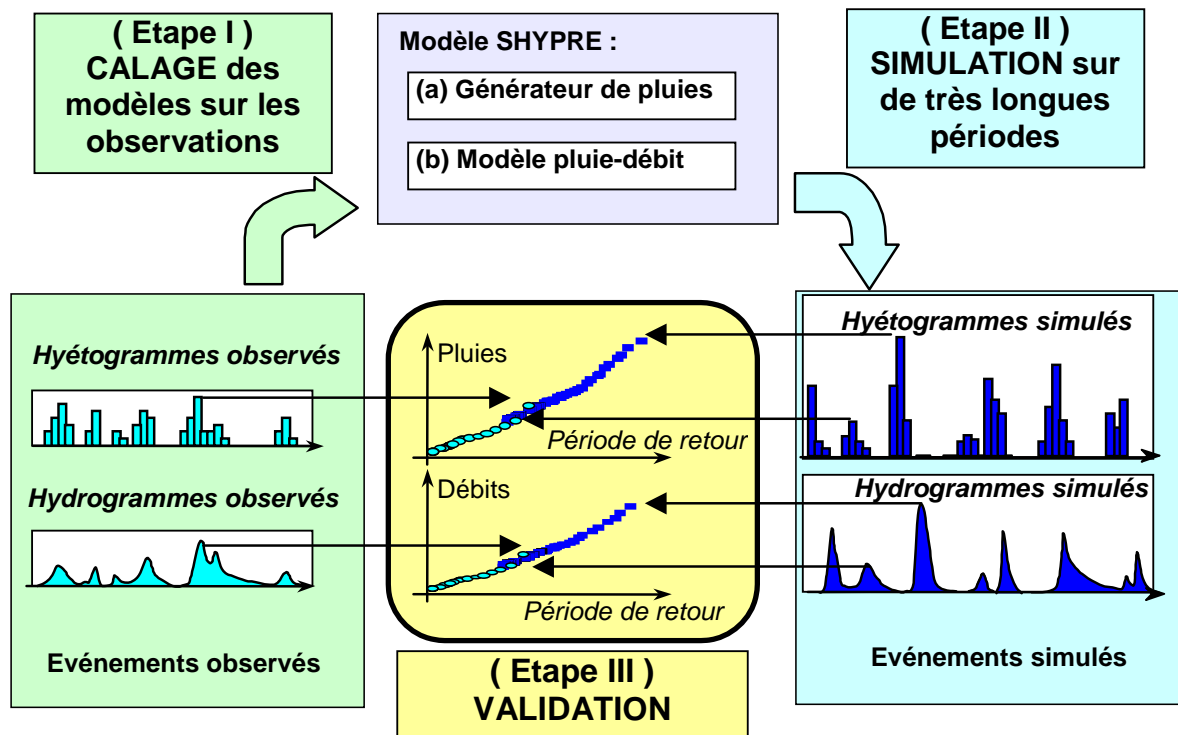


Figure 7-4 : Principe de la méthode SHYPRE (figure adaptée de [Arnaud *et al.* 2000]).

La méthode SHYPRE nécessite le calage de huit paramètres pour le modèle de simulation de pluies et de deux paramètres pour le modèle pluie-débit (transformation de la pluie en débit).

En ce qui concerne les paramètres du modèle de simulation de pluies, le Cemagref possède une base de données pour la France métropolitaine et pour les départements d'Outre-mer. Les deux paramètres du modèle pluie-débit (représentatif de l'humidité et de la perméabilité du sol ainsi que du temps de réponse du bassin versant) sont calés par comparaison entre les distributions de fréquence obtenues par simulations et les distributions de fréquence observées.

Dans notre étude et nos applications, nous avons connaissance, à partir des études hydrologiques disponibles, des valeurs de débit de pointe et de volume de la crue associées à une période de retour donnée, pour le site étudié où se situe le barrage. Ainsi, nous calons les valeurs des deux paramètres du modèle pluie-débit de manière à obtenir pour une période de retour donnée, les mêmes valeurs de débit de pointe et de volume de crue, d'une part par simulation à l'aide de la méthode SHYPRE et d'autre part, par les études hydrologiques disponibles. Lorsque les valeurs de l'étude hydrologique et les valeurs obtenues par simulation sont sensiblement égales les paramètres du modèle sont optimisés [Clergue 2007].

Une fois les paramètres du générateur de pluies calés en fonction de la situation géographique du barrage étudié, la méthode SHYPRE génère, grâce à ces paramètres, des hyétoigrammes. Ensuite, à partir des hyétoigrammes simulés par la méthode SHYPRE, nous utilisons le modèle pluie-débit de SHYPRE pour transformer les hyétoigrammes en hydrogrammes de crue.

**Par cette démarche, nous pouvons in fine générer de façon aléatoire des hydrogrammes de crues sur le site d'un barrage.**

### 7.3 Modélisation de la variabilité des cotes initiales au moment de l'occurrence de la crue

Les pratiques actuelles hydrologiques ne prennent pas en compte la variabilité de la cote de remplissage du plan d'eau au moment de l'occurrence de la crue. Nous présentons dans ce chapitre une méthode permettant de prendre en compte la variabilité du niveau de la retenue d'un barrage [Carvajal *et al.* 2009b-c].

La variabilité des cotes initiales au moment de l'occurrence de la crue provient de deux catégories d'événements :

- des événements à caractère aléatoire provenant de phénomènes naturels, tels que les pluies, les crues, la fonte de neige qui se succèdent au cours de l'année ;
- des événements à caractère déterministe provenant de l'action de l'exploitant, tels que les prélèvements d'eau, les consignes de gestion de la retenue, et provenant des caractéristiques intrinsèques à l'ouvrage, tels que la géométrie du barrage et de la cuvette, la capacité des ouvrages d'évacuations des crues.

Le caractère aléatoire du niveau de la retenue est susceptible d'être conditionné par les saisons de l'année. En effet, l'exploitation du barrage conduit souvent à distinguer les périodes où la retenue est basse (par exemple, en fin de saison d'irrigation ou en début de période de crue pour les barrages écrêteurs de crues) et les périodes où la retenue est haute (par exemple en début de la saison d'irrigation).

Pour les barrages en service depuis plusieurs années, on dispose généralement des chroniques de remplissage de la retenue à périodicité rapprochée ; il est alors possible d'analyser la variabilité de la cote de remplissage à partir de l'analyse statistique des chroniques de remplissage.

L'analyse de la variabilité comprend alors les trois tâches suivantes :

- construction d'une série chronologique de la cote de la retenue ;
- analyse statistique des chroniques de la cote de la retenue ;
- tirage aléatoire de la cote de remplissage.

#### 7.3.1 Construction d'une série chronologique

Notre méthode consiste à constituer un échantillon de valeurs du niveau de la retenue à partir des cotes de remplissage moyennes sur un intervalle de temps choisi en fonction de la périodicité des mesures réalisées par l'exploitant du barrage. Par exemple, si les mesures sont faites plusieurs fois par mois (périodicité hebdomadaire), nous pourrions considérer un échantillon constitué de moyennes mensuelles.

Cette méthode proposée peut être menée de façon saisonalisée afin de distinguer :

- les périodes où la retenue est plutôt basse ou au contraire plutôt haute ;
- les typologies des événements hydrologiques selon la saison : par exemple, les pluies courtes mais intenses en été ou les pluies moins intenses mais longues en hiver.

### 7.3.2 Analyse statistique

Nous procédons ensuite à l'analyse statistique de l'échantillon constitué et nous construisons les histogrammes et les distributions empiriques de la cote de remplissage.

La Figure 7-5 illustre l'analyse statistique faite pour les cotes de remplissage d'un barrage à usage d'irrigation connaissant une forte amplitude de marnage. Sur l'échantillon constitué, nous procédons à la construction des histogrammes et les distributions empiriques de la cote de remplissage afin d'identifier une tendance sur la variation du niveau de la retenue.

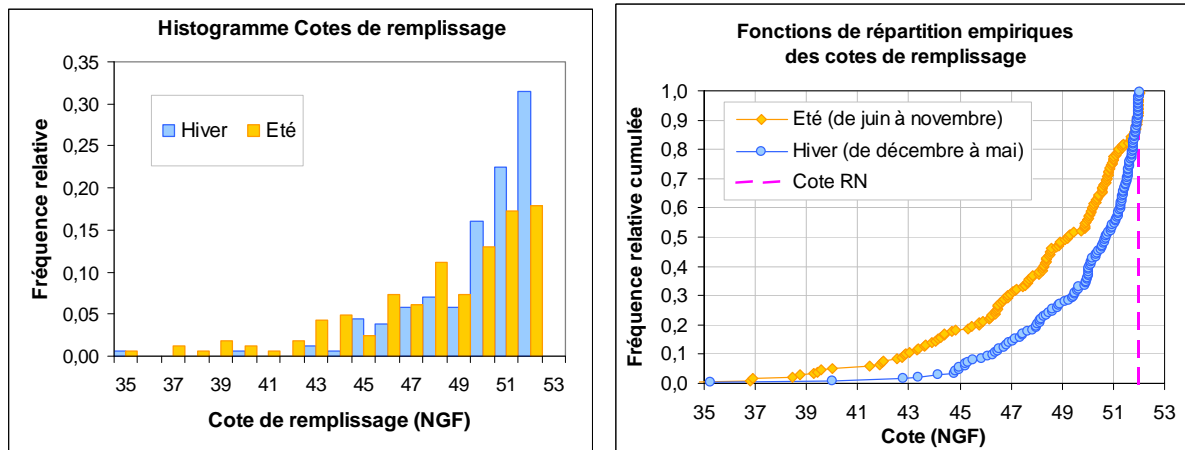


Figure 7-5 : Exemple d'analyse statistique des cotes de remplissage mesurées.

Dans cet exemple, les histogrammes des cotes de remplissage sont établis avec un pas de hauteur de 1 m de retenue et les fonctions de répartition empiriques sont construites selon deux saisons.

### 7.3.3 Tirage aléatoire de la cote de remplissage

Il s'agit de tirer aléatoirement des cotes de remplissage en respectant les fréquences observées dans les chroniques de remplissage. Nous proposons deux démarches :

#### A) Ajustement d'une fonction analytique à l'inverse de la fonction de répartition empirique

Pour générer des nombres aléatoires ( $x_i$ ) correspondant à une variable ( $X$ ) régie par une fonction de répartition donnée  $F_X(u)$ , il convient de générer des nombres ( $u_i$ ) distribués selon une loi uniforme définie entre  $[0,1]$ , puis de les transformer par la loi de répartition inverse de la variable analysée (§ 4.4.1) :

$$x_i = F_X^{-1}(u_i) \quad (7.1)$$

En général, les lois de probabilité usuelles ne s'ajustent pas de façon adéquate à la distribution statistique des cotes initiales de la retenue. En pratique, nous ajustons une fonction analytique à l'inverse de la fonction de répartition empirique de l'échantillon étudié. Si nécessaire, cette fonction analytique peut être tronquée en fonction des valeurs qui peuvent réellement être obtenues.

Le tirage aléatoire des cotes de remplissage d'un barrage est réalisé à partir d'une fonction analytique ajustée à l'inverse de la fonction de répartition empirique issue des chroniques de remplissage.

La Figure 7-6 illustre l'ajustement de fonctions logarithmiques saisonnalisées sur l'inverse des fonctions de répartition empiriques issues de l'exemple précédent, par une méthode de régression.

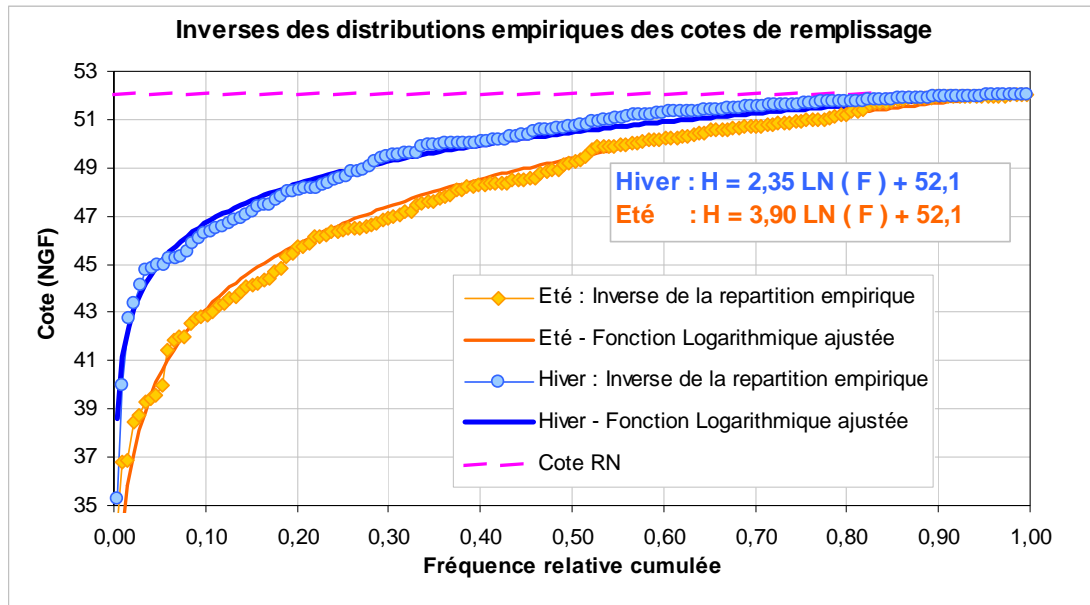


Figure 7-6 : Exemple d'ajustement de fonctions logarithmiques sur l'inverse des fonctions de répartition empiriques des cotes de remplissage.

### B) Générateur de nombres par inversion tabulée

Une deuxième démarche alternative permet de traiter la situation où une fonction analytique ne s'ajuste pas de façon adéquate à la distribution empirique des cotes de remplissage de la retenue. Elle utilise directement les valeurs de l'échantillon et propose un tirage aléatoire parmi ces valeurs. Elle est réalisée de la façon suivante :

- nous constituons un échantillon saisonnalisé, composé par exemple des valeurs moyennes mensuelles sur l'ensemble de la chronique disponible (échantillon de  $n$  individus) ;
- nous procédons au tirage de façon aléatoire d'un entier entre 1 et  $n$ , qui donne la cote de remplissage associée à cette valeur d'ordre.

*Nous avons proposé une démarche pour la prise en compte de la variabilité du niveau de la retenue d'un barrage basée sur l'analyse statistique des chroniques de remplissage relevées pendant la vie en service de l'ouvrage. Elle permet de générer de façon aléatoire une cote initiale de la retenue qui sera associée à chaque hydrogramme de crue généré aussi de façon aléatoire à partir des méthodes proposées en § 7.1 et § 7.2.*

## 7.4 Modélisation de l'action hydrostatique

Après avoir proposé des méthodes pour générer aléatoirement des hydrogrammes de crue et procéder à des tirages aléatoires de cotes initiales de retenue, nous proposons une démarche de simulation pour obtenir les cotes maximum de retenue en crue, résumée à la Figure 7-7 : [Carvajal *et al.* 2009b-c]

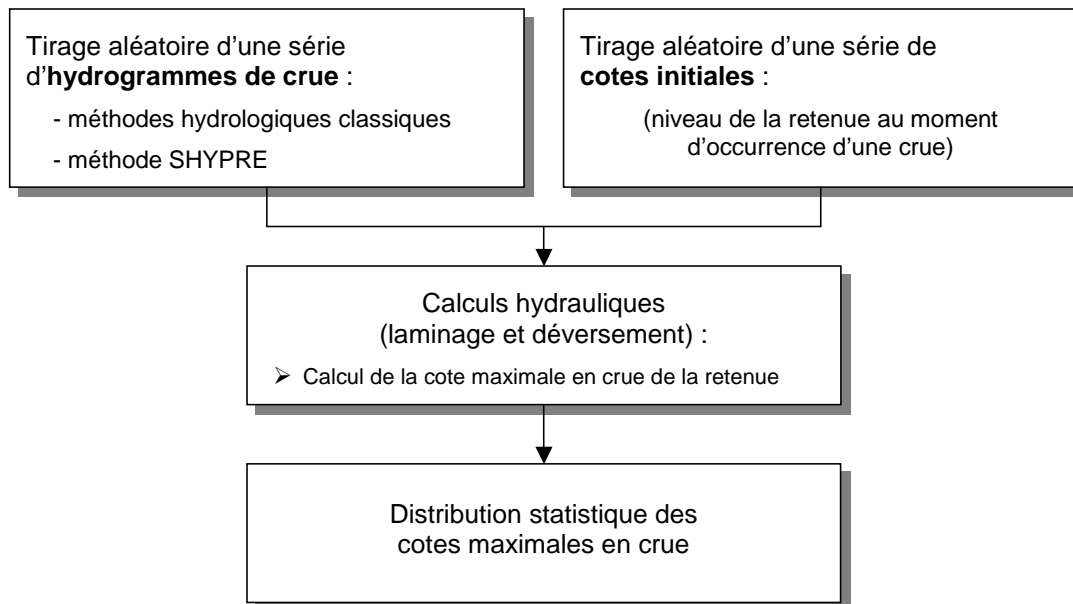


Figure 7-7 : Démarche de simulation des cotes maximum en crue de retenue

La première étape comporte un tirage aléatoire d'un hydrogramme décrivant la forme de la crue à partir des méthodes hydrologiques classiques (selon la démarche présentée au § 7.1) ou à partir du générateur stochastique de crues SHYPRE (selon la démarche présentée au § 7.2). Ensuite, une cote initiale représentant le niveau de la retenue au moment du déclenchement d'un épisode hydrologique est générée de façon aléatoire selon la démarche présentée au § 7.3.

Les phénomènes de crue et le fonctionnement de la retenue d'un barrage ne sont pas indépendants et ils sont liés en fonction des saisons. Cette relation pourrait être prise en compte par des simulations corrélées entre les hydrogrammes de crue et la cote initiale du niveau de la retenue. Toutefois, un échantillon de mesures permettant d'évaluer cette corrélation n'est généralement pas disponible ou pas possible à constituer.

Afin de prendre en compte la corrélation entre le fonctionnement de la retenue et les événements hydrologiques, nous proposons de réaliser la génération stochastique d'hydrogrammes de crue et le tirage aléatoire de cotes de la retenue de façon saisonnalisée. De fait, cette analyse par saison permet de considérer les variables « hydrogrammes de crue » et « cotes initiales » non corrélées dans chaque saison et de distinguer :

- les périodes où la retenue est plutôt basse ou au contraire plutôt haute ;
- les typologies des événements hydrologiques selon la saison : par exemple, les pluies courtes mais intenses en été ou les pluies moins intenses mais longues en hiver.

Pour chaque couple d'hydrogramme et de cote de remplissage généré de façon aléatoire, nous procédons au calcul du laminage de la crue par la retenue en tenant compte :

- des caractéristiques hydrauliques du dispositif d'évacuation des crues propre au barrage étudié et de ses modalités d'exploitation. Elles permettent, à partir de la loi hauteur-débit du dispositif d'évacuation des crues et des consignes de gestion des ouvrages d'évacuation, d'obtenir le débit sortant du barrage en fonction de la hauteur de la retenue ;
- des caractéristiques de la géométrie de la cuvette qui fixent la capacité de stockage de la retenue et le laminage de la crue en fonction du niveau d'eau dans la retenue.

A partir de ce calcul, nous déterminons la cote maximale en crue de la retenue pour chaque tirage aléatoire d'hydrogramme de crue et de cote de remplissage.

Le nombre de simulations est déterminé en fonction du nombre d'années à représenter. Afin d'obtenir une estimation stable de la cote maximale en crue associée à une période de retour  $T$ , il est nécessaire de réaliser un nombre de simulations de l'ordre de  $100 \times T$ .

Nous générons ainsi une population de valeurs de cotes maximales en crue de la retenue. L'analyse statistique de cette population permet de construire la fonction de répartition empirique des cotes maximales en crue et d'associer à chaque cote de la retenue une probabilité de dépassement ou une période de retour.

## 7.5 Synthèse

Nous avons proposée une démarche générale pour l'évaluation probabiliste du niveau de la retenue d'un barrage en période de crue.

La pratique actuelle en matière de calcul de l'intensité de l'action hydrostatique considère l'hypothèse d'un plan d'eau constant, situé à sa cote normale d'exploitation, sur lequel se produit la crue de projet représentée par un unique hydrogramme de projet. Elle aboutit à une cote maximum pour le niveau de la retenue.

Notre étude propose des améliorations à cette pratique et développe une modélisation probabiliste du niveau de la retenue en période de crue. Par rapport à une démarche d'ingénierie classique, cette méthode intègre deux aspects innovants :

- le premier concerne la prise en compte de la diversité des scénarios hydrologiques. Dans un premier instant elle propose une méthode qui utilise les résultats issus des études hydrologiques traditionnelles. Ensuite elle met en œuvre une méthode hydrologique probabiliste basée sur les techniques de simulation – la méthode SHYPRE –. Ces méthodes permettent de générer de multiples scénarios hydrologiques ;
- le deuxième consiste à prendre en compte la variabilité du niveau de la retenue au moment du déclenchement d'un événement de crue. Notre méthode présente un intérêt spécial pour les barrages présentant un fort marnage de la retenue. Elle consiste en l'analyse statistique des chroniques de remplissage d'un barrage. En outre, une analyse saisonnière permet la prise en compte de la relation entre les événements de crue et le niveau initial de la retenue.

La méthode proposée a été développée pour apporter un cadre probabiliste à l'étude des sollicitations hydrauliques. En ce sens, elle apporte une réponse intéressante car elle permet d'accéder à la distribution probabiliste du niveau de la retenue en période de crue, ce qui n'est pas possible dans une démarche classique. Elle permet une modélisation probabiliste de la sollicitation hydraulique qui sert de donnée d'entrée pour la mise en œuvre d'une analyse de fiabilité d'un barrage.

En termes de perspectives, les méthodes proposées peuvent être développées afin de prendre en compte également les consignes de gestion de la retenue d'un barrage en phase de conception et pendant la vie en service d'un barrage. De la même manière, une méthodologie pourrait être développée pour la modélisation probabiliste des sous-pressions (à partir d'une analyse statistique des mesures des sous-pressions, avec prise en compte des couplages hydromécaniques et de l'effet de retard).

La méthode proposée se base sur une hypothèse forte de l'hydrologie : le principe de stationnarité des événements hydrologiques c'est-à-dire que nous considérons que les pluies futures sont les mêmes que les pluies actuelles. Le changement climatique est de nature à contredire cette hypothèse ; dans ce cadre, une thèse sur l'intégration du changement climatique dans la méthode SHYPRE est en cours de réalisation au Cemagref [Cantet *et al.* 2007].

---

## **Partie 3**

# **Applications et valorisation**

---





## 8 Applications à des études de cas

Ce chapitre présente des applications des méthodes développées sur différentes études de cas de barrages en exploitation. La première étude de cas sert d'illustration pour l'application des méthodes développées pour la modélisation probabiliste des résistances. Ensuite, trois études de cas de barrages correspondant à différents modes d'exploitation et de régime hydrologique permettent de montrer l'applicabilité et l'intérêt des méthodes développées pour la modélisation probabiliste de l'action hydrostatique. Enfin, deux études de cas, pour lesquels on dispose des résultats d'essais sur le matériau du barrage, de l'étude hydrologique et des mesures d'auscultation, permettent d'illustrer de façon complète l'applicabilité de l'ensemble des méthodes développées pour l'analyse fiabiliste de la sécurité des barrages.

### 8.1 Etude de cas pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps d'un barrage

Ce paragraphe montre l'application des méthodes développées pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux sur le cas d'un barrage-poids en BCR en service. Il présente une description de l'ouvrage et la mise en œuvre des méthodes développées pour la modélisation probabiliste des paramètres de résistance du corps du barrage [Carvajal *et al.* 2009a].

#### 8.1.1 Description du barrage

L'application étudiée correspond à un barrage-poids en BCR situé en France (Figure 8-1). Il présente une hauteur au-dessus du terrain naturel de 46 m, un parement aval de fruit 0,73 (base/hauteur) et une épaisseur en crête de 4 m. Le parement amont est constitué d'un mur vertical en béton armé conventionnel qui assure l'étanchéité du corps en BCR. Le drainage du corps du barrage est assuré par des rainures verticales aménagées sur la face aval du mur en béton armé.

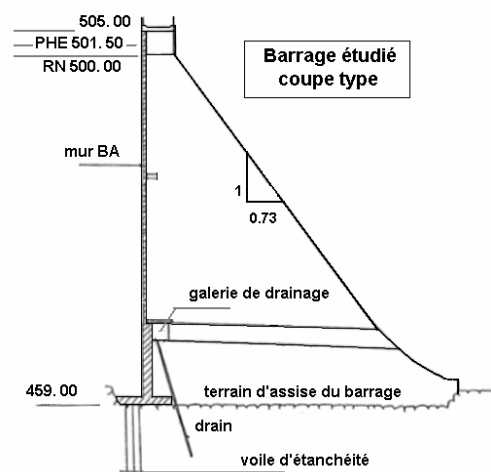
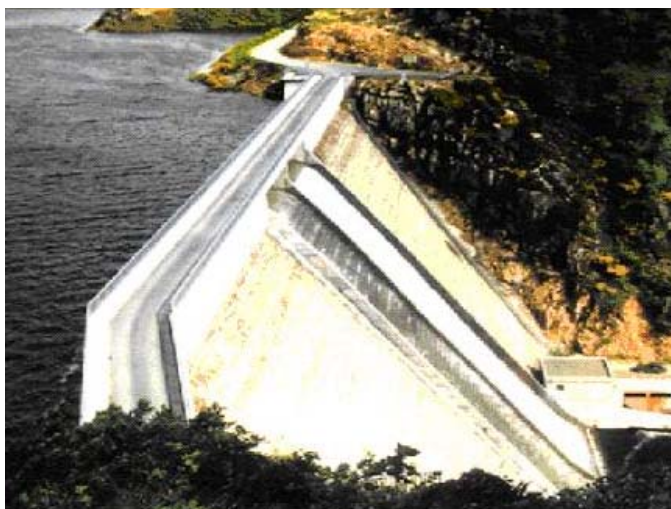


Figure 8-1 : Vue et coupe type du barrage.

Le BCR utilisé a été dosé à 120 kg de liant par mètre cube de béton compacté. Il a été mis en place par couches minces avec une épaisseur de 0,30 m après compactage. Les principaux essais réalisés sur le BCR lors de la construction du barrage ont consisté en (i) des mesures du poids volumique pour le contrôle de compactage des couches (1 essai tous les 200 m<sup>2</sup> en moyenne) et (ii) des mesures de résistance à la compression exécutées sur deux carottages verticaux forés depuis la crête et depuis la galerie de drainage en fin de construction.

### 8.1.2 Modélisation probabiliste des propriétés du BCR du corps du barrage

#### A) Modélisation du poids volumique mesuré lors du contrôle de compactage

L'objectif de ce paragraphe est d'estimer aux différentes échelles d'analyse les paramètres centraux et de dispersion des variables aléatoires qui vont servir à modéliser le poids volumique du BCR.

L'analyse statistique des mesures du poids volumique faites pour le contrôle de compactage en phase chantier est ainsi réalisée aux trois différentes échelles du barrage : locale, au niveau des couches de BCR et à l'échelle globale du barrage. La population des mesures du poids volumique disponible est celle indiquée à la Figure 8-2.

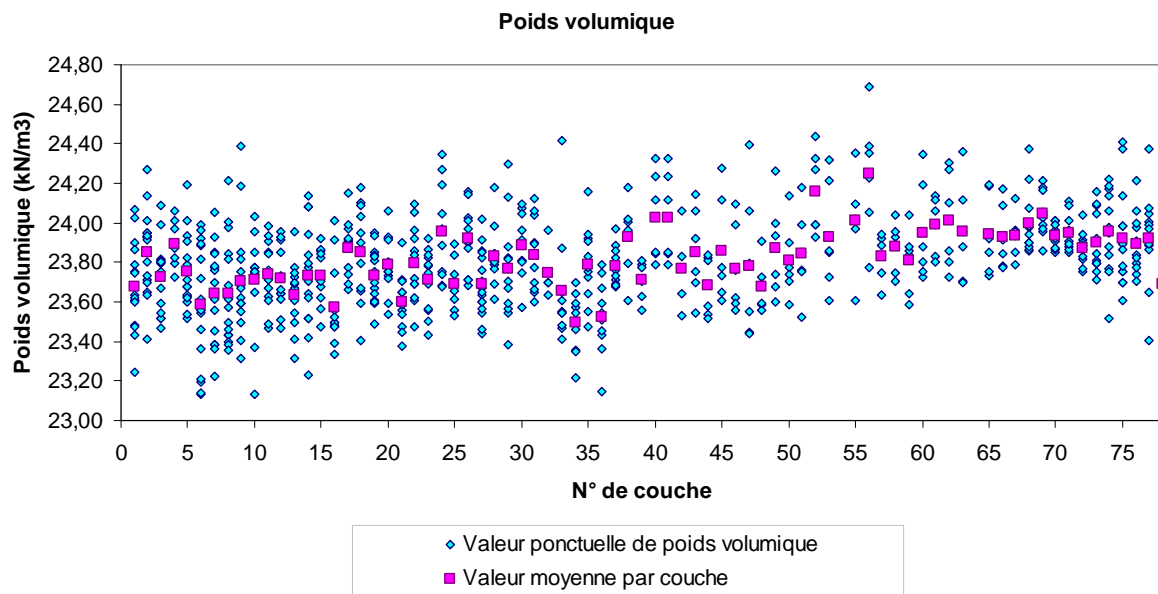


Figure 8-2 : Mesures du poids volumique disponibles.

#### A l'échelle locale

Pour chaque couche, le poids volumique est modélisé par une variable aléatoire calée sur les mesures disponibles.

Par exemple dans la couche n°31, la moyenne et l'écart type des 10 mesures réalisées sont :

$$\mu(\gamma_{\text{bcr}})_{31} = 23,84 \text{ kN/m}^3 \text{ et } \sigma^{\text{Locale}}(\gamma_{\text{bcr}})_{31} = 0,19 \text{ kN/m}^3$$

Nous associons au poids volumique une loi normale répondant aux paramètres précédents.

L'analyse statistique à l'échelle locale est faite pour l'ensemble des couches du barrage :

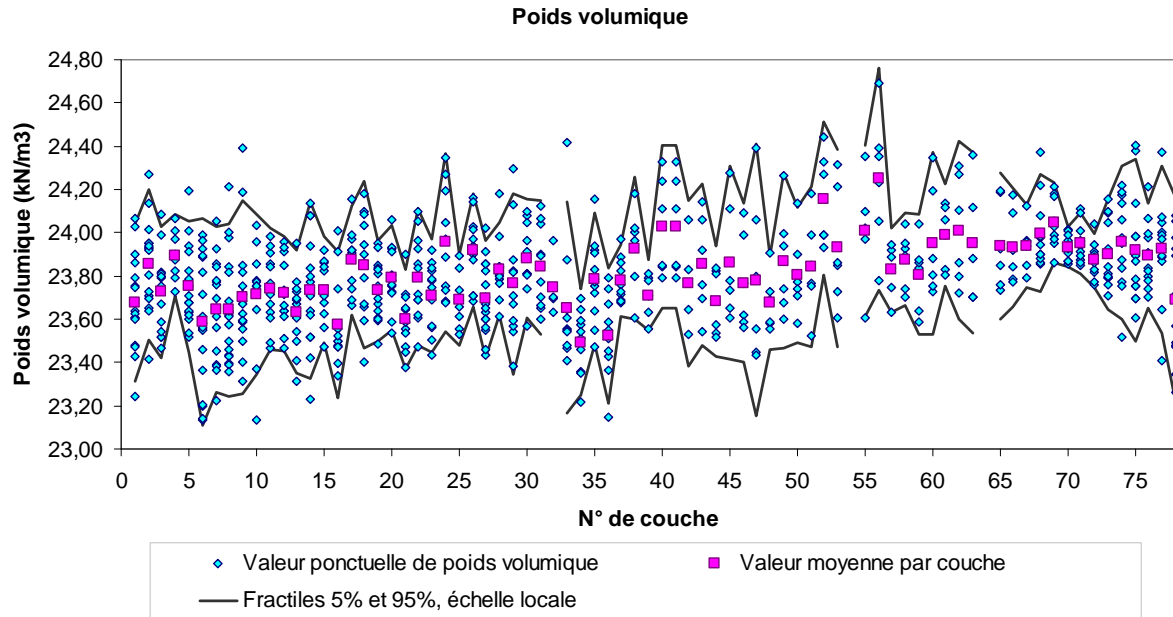


Figure 8-3 : Modélisation du poids volumique à l'échelle locale.

#### A l'échelle d'une couche de BCR

Nous déterminons la valeur moyenne pour chaque couche et nous évaluons ensuite l'incertitude pesant sur cette valeur moyenne.

Par exemple pour la couche n°31, l'estimation de la valeur moyenne est représentée par une loi normale de moyenne  $\mu(\gamma_{\text{bcr}})_{31} = 23,84 \text{ kN/m}^3$  et d'écart type égal à :

$$\sigma^{\text{Couche}}(\gamma_{\text{bcr}})_{31} = \sigma^{\text{Locale}}(\gamma_{\text{bcr}})_{31} / 10^{1/2} = 0,06 \text{ kN/m}^3.$$

L'analyse statistique au niveau de la couche est faite pour l'ensemble des couches :

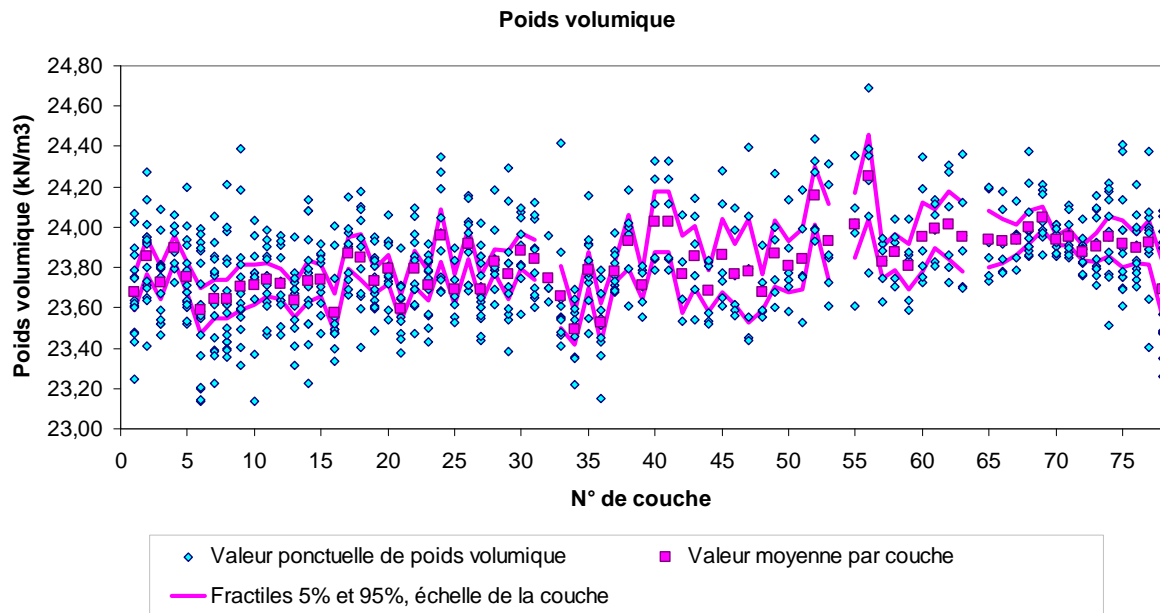


Figure 8-4 : Modélisation des poids volumiques moyens à l'échelle de la couche.

### A l'échelle globale du barrage

Nous déterminons la moyenne des poids volumiques moyens au-dessus de la couche analysée et nous évaluons ensuite l'incertitude pesant sur cette valeur moyenne.

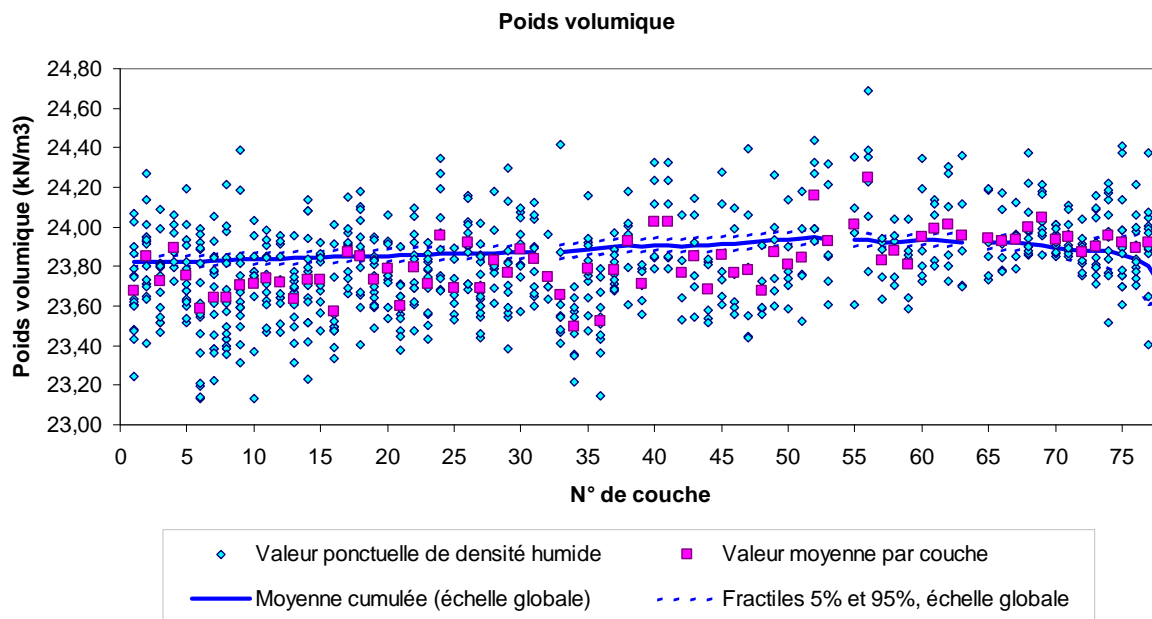
Si l'on s'intéresse à la stabilité du barrage au niveau de la couche n°31, nous recherchons la valeur moyenne des poids volumiques moyens des couches situées au-dessus de la couche n°31. Elle est égale à :

$$\mu [\mu(\gamma_{\text{bcr}})_{31\text{à}78}] = 23,87 \text{ kN/m}^3.$$

La valeur moyenne des poids volumiques moyens au-dessus de la couche n°31 est représentée par une loi normale de moyenne  $\mu [\mu(\gamma_{\text{bcr}})_{31\text{à}78}] = 23,87 \text{ kN/m}^3$  et d'écart type égal à :

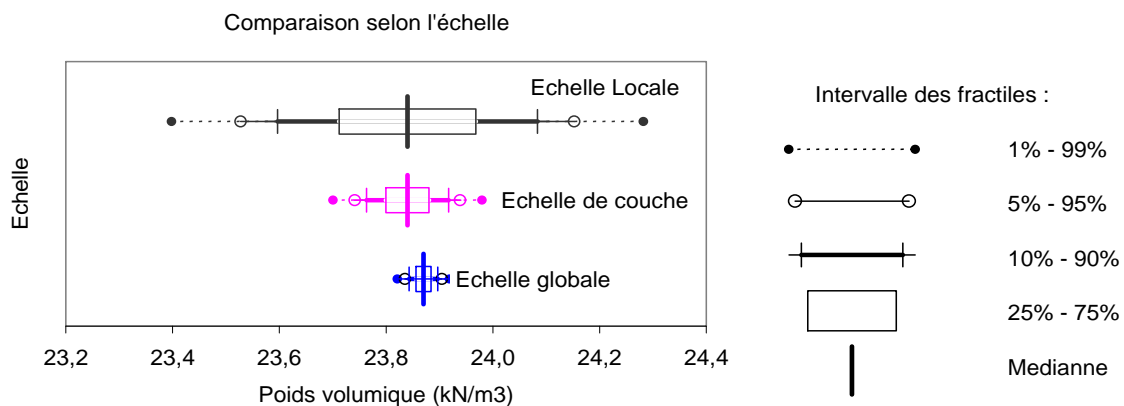
$$\sigma^{\text{Globale}}(\gamma_{\text{bcr}})_{31} = (\sigma [\mu(\gamma_{\text{bcr}})_{31\text{à}78}]) / (78 - 31)^{1/2} = 0,02 \text{ kN/m}^3$$

L'analyse statistique au niveau global est ainsi faite pour l'ensemble des couches :



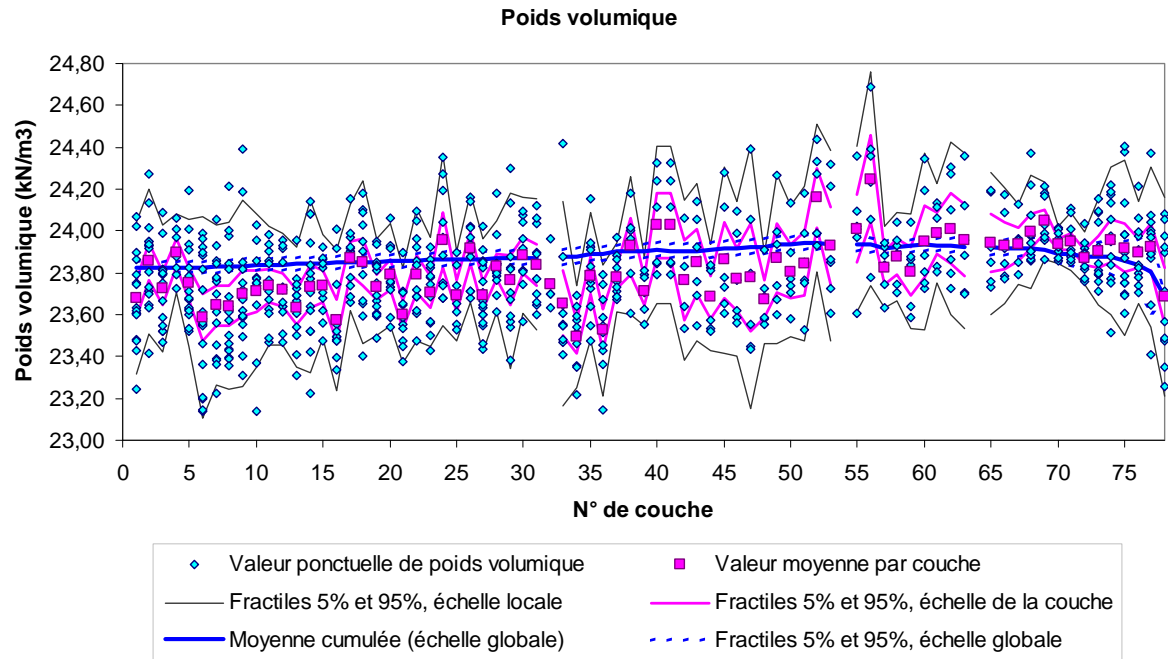
**Figure 8-5 : Modélisation du poids volumique à l'échelle globale.**

En synthèse, les fractiles pour les différentes échelles spatiales correspondant à la couche n°31 montrent les dispersions relatives entre les échelles (Figure 8-6). Nous montrons ainsi logiquement que l'incertitude diminue avec l'augmentation de l'échelle d'analyse.



**Figure 8-6 : Dispersions du poids volumique en fonction de l'échelle spatiale – Exemple de la couche n°31.**

La synthèse des analyses réalisées aux différentes échelles spatiales pour les différentes couches du barrage est présentée à la Figure 8-7.

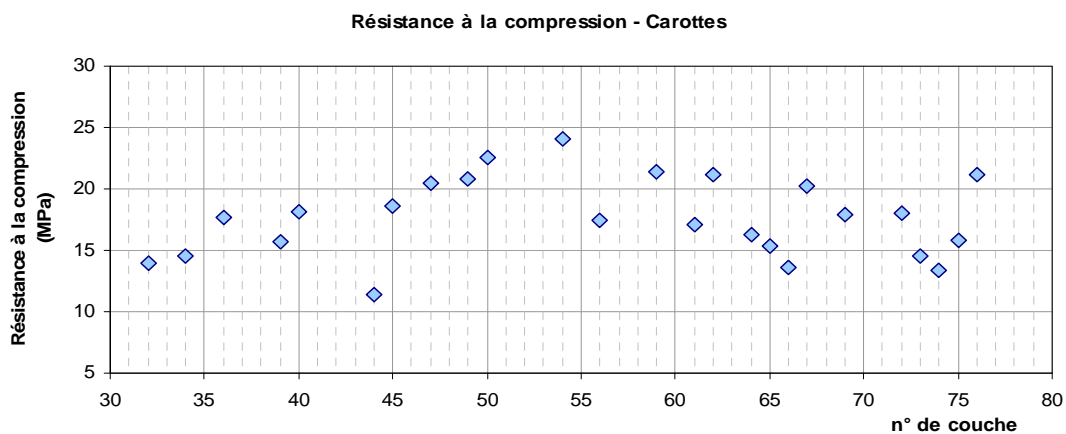


**Figure 8-7 : Modélisation du poids volumique aux différentes échelles spatiales.**

Cette figure montre également que l'incertitude diminue logiquement pour chaque couche, avec l'augmentation de l'échelle d'analyse.

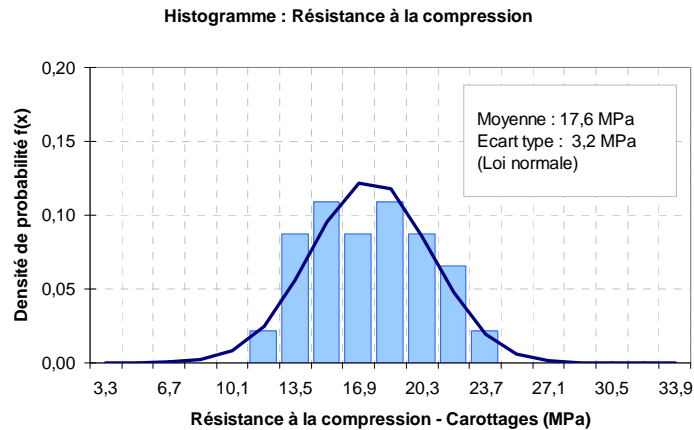
### ***B) Modélisation de la résistance à la compression***

Pour le barrage étudié, nous disposons d'une population de 28 valeurs de résistance à la compression  $f_c$  obtenues à partir des essais sur les carottes (Figure 8-8).



**Figure 8-8 : Données de  $f_c$  disponibles.**

Nous procédons à l'analyse statistique de ces valeurs et nous ajustons une loi normale correspondant à la variabilité du paramètre à l'échelle locale (Figure 8-9). Cette analyse permet de déterminer la dispersion de la résistance à la compression à l'échelle locale :  $\sigma_{Locale}(f_c) = 3,2 \text{ MPa}$ .



**Figure 8-9 : Ajustement d'une loi normale pour  $f_c$ .**

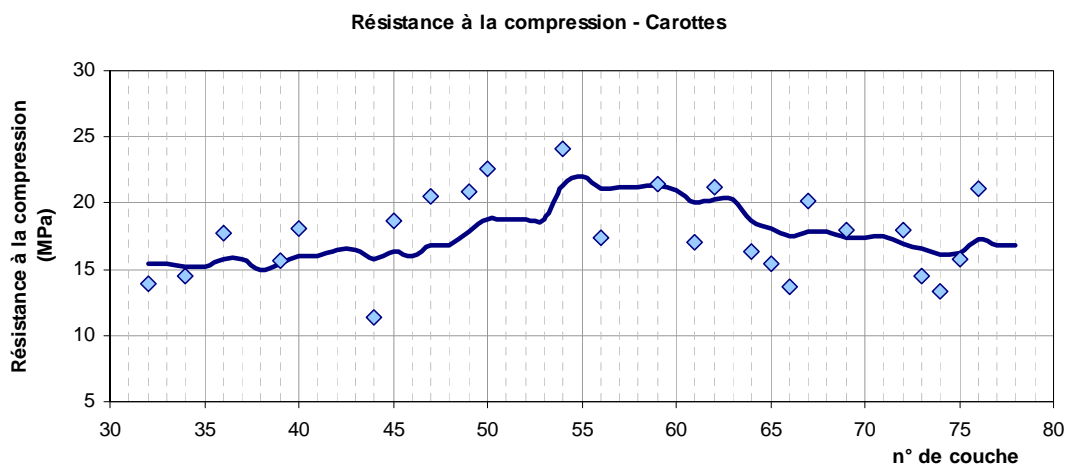
A l'échelle d'une couche, la dispersion de la résistance à la compression est obtenue en retenant l'hypothèse de la conservation des rapports de dispersion entre le poids volumique et la résistance à la compression. Pour chaque couche  $z$ , l'écart type à l'échelle de la couche de la résistance à la compression est alors obtenu par la relation suivante (équation 6.4, présentée au § 6.2.4) :

$$\sigma^{Couche}(f_c)_z = \sigma^{Locale}(f_c) \cdot \frac{\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z}{\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z}$$

Avec :

- $\sigma^{Locale}(f_c)$  l'écart type de  $f_c$  à l'échelle locale ; dans l'application,  $\sigma^{Locale}(f_c) = 3,2$  MPa
- $\sigma^{Couche}(\gamma_{bcr})_z$  l'écart type de  $\gamma_{bcr}$  à l'échelle de la couche et pour la couche  $z$
- $\sigma^{Locale}(\gamma_{bcr})_z$  l'écart type de  $\gamma_{bcr}$  à l'échelle locale et pour la couche  $z$

Nous adoptons le même type de loi de probabilité à l'échelle d'une couche qu'à l'échelle locale. Pour chaque couche, la moyenne de la loi normale correspondant à l'échelle de la couche est estimée par lissage de la courbe des mesures de résistance à la compression (Figure 8-10) :



**Figure 8-10 : Lissage des mesures de résistance à la compression  $f_c$ .**

L'étude de la variabilité de la résistance à la compression du BCR, aux échelles locale et de la couche et pour chaque couche, est synthétisée à la Figure 8-11 :

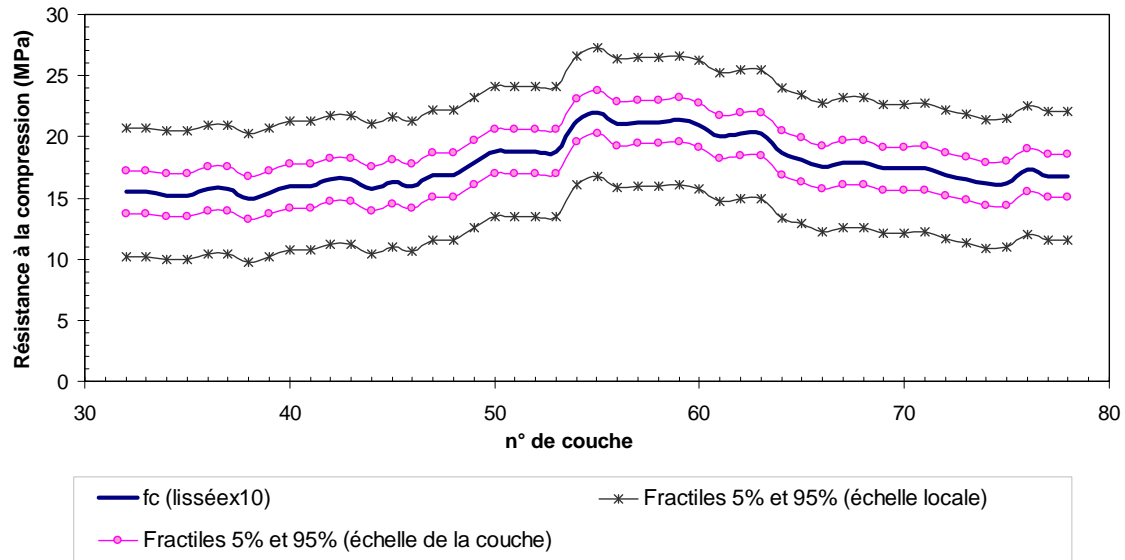


Figure 8-11 : Variabilité de la résistance à la compression aux échelles locale et de la couche.

L'écart type de  $f_c$  à l'échelle d'une couche,  $\sigma^{Couche}(f_c)$ , varie entre 0,90 et 1,30 MPa pour les différentes couches analysées.

### C) Résistance à la traction

#### Détermination du ratio $f_t/f_c$

Le barrage étudié n'a fait l'objet d'aucun essai de résistance à la traction. Pour évaluer la variabilité de ce paramètre, nous reprenons les références bibliographiques traitant du ratio  $f_t/f_c$  et les utilisons à partir d'une démarche d'unification de données. Chaque information recueillie est représentée par une densité de probabilité et est affectée d'une masse de croyance en fonction de la qualité de l'information et de sa pertinence avec notre application (Figure 8-12a).

Une loi de probabilité est ensuite ajustée au résultat de l'unification des informations sur le ratio  $f_t/f_c$  (Figure 8-12b). Ce travail est réalisé pour les informations relatives au ratio dans la masse du BCR (ratio  $f_{t\_bcr}/f_c$ ) et aux reprises de bétonnage (ratio  $f_{t\_reprise\_bcr} / f_c$ ). La Figure 8-12 illustre l'unification des données relatives aux reprises de bétonnage.



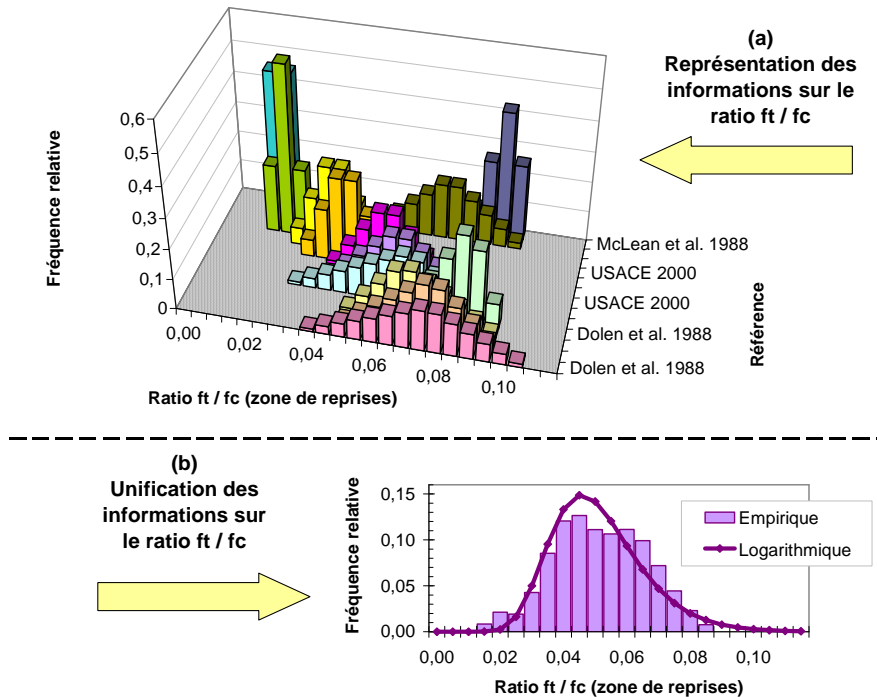


Figure 8-12 : Modélisation probabiliste du ratio  $f_{t\_ber\_reprise} / f_c$  par unification de données recueillies dans la littérature.

### Détermination de la résistance à la traction

La loi de probabilité de la résistance à la traction  $f_t$  (dans le BCR et aux reprises) est alors obtenue par le produit de la loi de probabilité du ratio  $f_t/f_c$  et de la loi de  $f_c$ .

Le produit des lois de probabilité est réalisé par des simulations de Monte Carlo. Les résultats des calculs pour la résistance à la traction aux reprises sont présentés sur la Figure 8-13 aux échelles locale et de la couche.

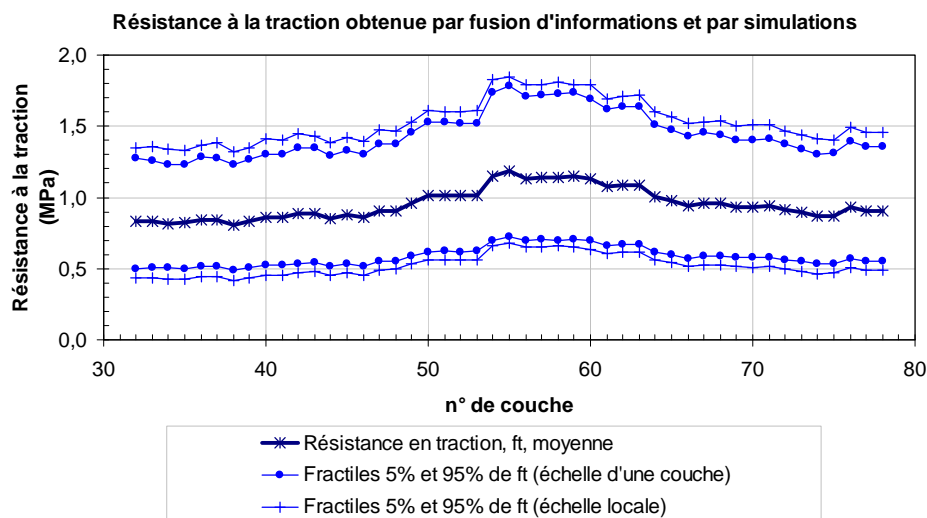


Figure 8-13 : Variabilité de la résistance à la traction de  $f_{t\_ber\_reprise}$  BCR à l'échelle locale et à l'échelle de la couche.

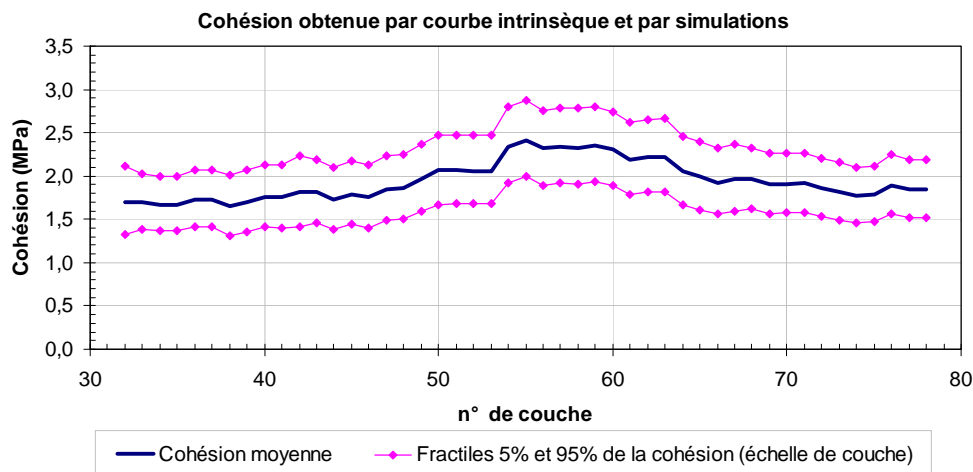
Selon que l'on adopte pour  $f_c$  la loi de probabilité à l'échelle locale ou à l'échelle de la couche, nous obtiendrons pour la résistance à la traction  $f_t$  la loi de probabilité locale ou à l'échelle de la couche. La loi de probabilité de  $f_t$  à l'échelle locale est utilisée pour l'évaluation de l'ouverture de fissures ; celle à l'échelle d'une couche permettra d'obtenir la variabilité des paramètres de résistances au cisaillement dans chaque couche.

#### D) Résistance au cisaillement

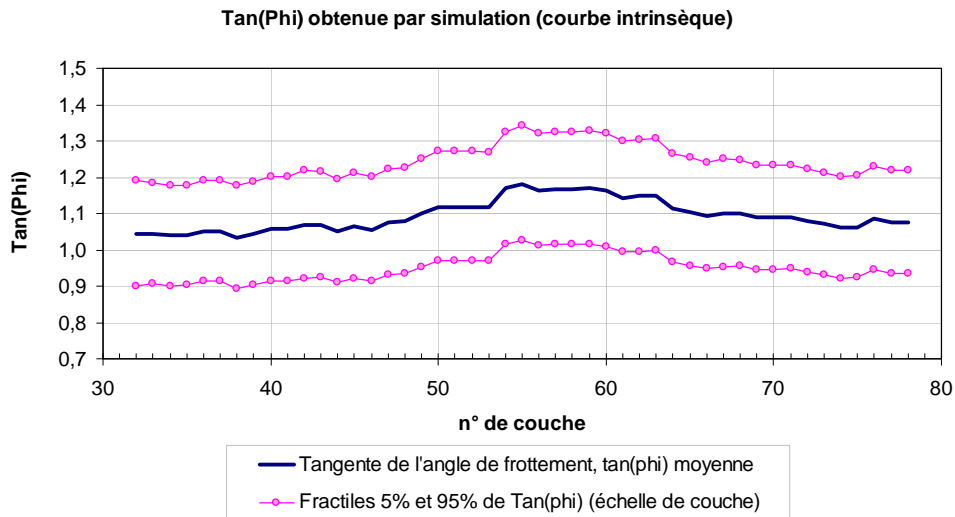
Le barrage étudié n'a fait l'objet d'aucun essai de cisaillement. La loi des paramètres de résistance au cisaillement est estimée (à l'échelle de la couche) à partir des lois de probabilité des résistances à la traction et à la compression, et au moyen de la formulation proposée pour la courbe intrinsèque du BCR.

En pratique, nous procédons à des simulations de Monte Carlo : pour chaque couple ( $f_c$ ,  $f_t$ ) généré par tirage aléatoire selon les lois de probabilité de  $f_t$  et  $f_c$ , nous déterminons par l'équation de la courbe intrinsèque un couple ( $C$  et  $\varphi$ ). L'étude statistique de l'échantillon des couples ( $C$  et  $\varphi$ ) ainsi généré permet alors d'associer une loi de probabilité conjointe aux deux paramètres  $C$  et  $\varphi$ .

Cette analyse permet d'obtenir la variabilité des paramètres de résistance au cisaillement à l'échelle de la couche. Les figures 8-14 et 8-15 montrent les résultats obtenus pour le barrage étudié sur les paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne :



**Figure 8-14 : Variabilité du paramètre de résistance au cisaillement  $C$  à l'échelle de la couche sur le barrage étudié.**



**Figure 8-15 : Variabilité du paramètre de résistance au cisaillement tan(phi) à l'échelle de la couche sur le barrage étudié.**

### 8.1.3 Synthèse

L'étude du cas examiné montre l'applicabilité de la démarche proposée à un barrage-poids en BCR existant, au moyen des données réelles d'archives et des essais réalisés lors du chantier de construction. La démarche fait intervenir différentes méthodes pour la modélisation probabiliste des résistances du corps du barrage analysé : l'analyse statistique des mesures du poids volumique réalisées lors du contrôle de compactage, l'analyse des dispersions aux différentes échelles spatiales, l'unification des données, l'utilisation d'une formulation physique de la courbe intrinsèque du BCR. Cette démarche de modélisation des propriétés du BCR permet d'alimenter une analyse fiabiliste de la sécurité structurale du barrage.

Cette étude de cas permet de mettre en évidence les ordres de grandeurs des dispersions des paramètres aux différentes échelles spatiales pour le BCR. Ils peuvent être résumés comme ci-après :

**Tableau 8-1 : Coefficients de variation CV moyens obtenus de l'ensemble des couches en BCR**

Propriété	CV (échelle locale)	CV (échelle de la couche)	CV* (échelle globale)
Poids volumique	0,008	0,003	0,001
Résistance à la compression	0,18	0,07	---
Résistance à la traction	0,33	0,27	---
Cohésion	Non calculée	0,12	---
Tangente de l'angle de frottement interne	Non calculée	0,08	---

\* l'échelle globale concerne uniquement le poids volumique, destiné à estimer le poids propre de l'ouvrage.

## 8.2 Etudes de cas pour la modélisation probabiliste de l'action hydrostatique

Nous avons développé deux démarches probabilistes pour modéliser la cote maximale de la retenue d'un barrage en période de crue. La première démarche met en œuvre un générateur stochastique d'événements hydrologiques (méthode SHYPRE) et intègre la variabilité de la cote de la retenue à laquelle on accède par analyse statistique des chroniques de remplissage d'un barrage [Carvajal *et al.* 2009b]. La seconde démarche utilise les différents hydrogrammes de crue obtenus par des méthodes hydrologiques classiques et prend en compte également la variabilité du niveau de la retenue [Carvajal *et al.* 2009c]. Ce paragraphe présente l'application des deux séries de méthodes développées à trois cas réels de barrages en service.

### 8.2.1 Caractéristiques des barrages étudiés et analyses réalisées

Les trois barrages étudiés ont été choisis afin d'apprécier la sensibilité des méthodes développées à différents critères : régime hydrologique, taille du bassin versant, marnage saisonalisé de la retenue et dispositif d'évacuation des crues (Tableau 8-2). Ces trois ouvrages sont représentatifs des différents modes de gestion des parcs de barrages.

**Tableau 8-2 : Caractéristiques des barrages étudiés**

Barrage	Barrage 1	Barrage 2	Barrage 3
Situation géographique	Antilles	Centre	Ouest
Evacuateur de crues	Déversoir à seuil libre	Déversoir à seuil libre	Evacuateurs vannés
Surface du bassin versant	2 km <sup>2</sup>	20 km <sup>2</sup>	200 km <sup>2</sup>
Période de retour de la crue de projet	1 000 ans	10 000 ans	10 000 ans
Usage	irrigation	eau potable	hydroélectricité
Marnage de la retenue	Important	Faible	Faible

L'étude de ces barrages vise à tester les méthodes développées sur différents plans :

- l'intérêt de la modélisation probabiliste de la cote maximale de la retenue en période de crue ;
- l'intérêt de la prise en compte de différentes formes de crues, grâce à la génération stochastique d'événements hydrologiques, par une méthode hydrologique basée sur des simulations stochastiques (méthode SHYPRE) ou par des méthodes hydrologiques classiques (type méthode du Gradex) ;
- l'intérêt de la prise en compte de la variabilité de la retenue.

Les analyses réalisées pour les barrages étudiés sont identifiées de la façon suivante :

- **Analyse 1, appelée « SHYPRE + cote aléatoire »** : simulation des crues réalisée avec la méthode SHYPRE, avec prise en compte de la variabilité de la cote de remplissage ;
- **Analyse 2, appelée « SHYPRE + cote RN »** : simulation des crues réalisée avec la méthode SHYPRE, avec la retenue fixée à la cote normale d'exploitation (cote RN) au moment de l'occurrence de la crue ;
- **Analyse 3, appelée « Hydrogrammes classiques + Cote aléatoire »** : simulation réalisée à partir des hydrogrammes de crue obtenus à partir des méthodes hydrologiques classiques, avec prise en compte de la variabilité de la cote de remplissage ;
- **Analyse 4, appelée « Démarche traditionnelle »** : démarche d'ingénierie classique, adoptant un hydrogramme de projet associé à une période de retour donnée, la retenue étant fixée à la cote normale d'exploitation au moment de l'occurrence de la crue.

Les analyses 1 et 2 sont réalisées pour tester la méthode basée sur la méthode SHYPRE. L'analyse 3 est menée pour tester la méthode basée sur des hydrogrammes issus d'études hydrologiques classiques (type méthode du Gradex). L'analyse 4 permet de comparer l'ensemble des méthodes proposées à une démarche traditionnelle de l'ingénierie.

### 8.2.2 Résultats pour le barrage 1

Le premier barrage étudié est un barrage destiné à l'irrigation, situé aux Antilles. Il possède un évacuateur de crues avec un déversoir à seuil libre ; son bassin versant est limité à 2 km<sup>2</sup> et sa retenue présente un fort marnage saisonalisé.

#### *A) Résultats de la méthode SHYPRE basée sur des simulations stochastiques de crues*

L'application de la *méthode basée sur la simulation stochastique de crues* comporte les étapes suivantes : (i) le calage des paramètres de la méthode SHYPRE permettant la génération stochastique d'hydrogrammes de crue, (ii) l'analyse de la variabilité du niveau de remplissage de la retenue, (iii) les calculs hydrauliques du laminage par la retenue et du déversement par les évacuateurs de crue et (iv) la construction de la distribution des cotes maximales de la retenue en période de crue.

#### Calage des paramètres de la méthode SHYPRE

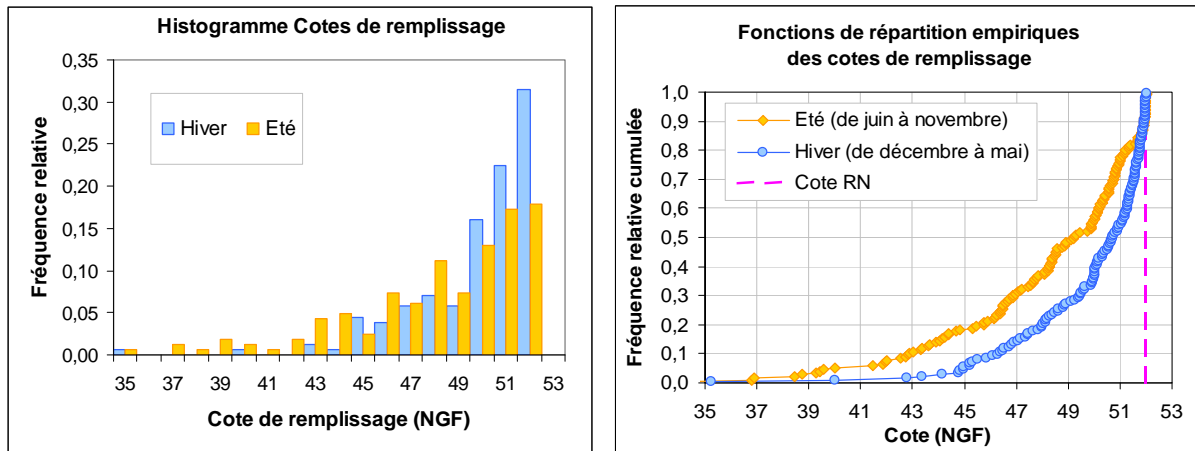
Les paramètres nécessaires au générateur stochastique de pluie de la méthode SHYPRE sont calés à partir d'observations pluviométriques locales relevées sur le site du barrage 1.

Les deux paramètres du modèle pluie-débit, perméabilité/humidité du sol et temps de réponse du bassin, sont calés en fonction des caractéristiques hydromorphologiques du barrage 1. Pour cette application, le bassin versant est très petit (2 km<sup>2</sup>) et nous adoptons des paramètres rendant compte d'une transformation quasi-totale de la pluie brute en pluie nette participant à l'écoulement et d'un temps de réponse du bassin très court.

### Analyse de la variabilité du niveau de remplissage

Pour le barrage 1, on dispose des chroniques de niveau de remplissage sur une période de 27 ans permettant de connaître le niveau moyen de remplissage de la retenue pour chaque mois. L'analyse des chroniques du niveau de remplissage de la retenue est réalisée à partir d'un échantillon comportant les moyennes mensuelles en fonction de deux saisons : l'été (juin à novembre) et l'hiver (décembre à mai) (Figure 8-16).

L'analyse statistique met en évidence le fonctionnement saisonalisé du barrage 1 lié à son usage d'irrigation : en hiver les valeurs des cotes de remplissage se concentrent entre 44 et 53 m et 44 % des valeurs se situent entre 51 et 52 m ; à l'inverse, en été, les valeurs des cotes de remplissage se concentrent entre 41 et 53 m et 22 % des valeurs se situent entre 51 et 52 m. Enfin, la cote de remplissage du barrage dépasse rarement et toujours de très peu la cote normale d'exploitation, cote RN (très légère surverse au-dessus de 52 m).



**Figure 8-16 : Distribution des cotes de remplissage en hiver et en été (barrage 1).**

A priori, la prise en compte de la variabilité de la cote du plan d'eau semble particulièrement pertinente sur ce barrage 1 car :

- la période d'hiver correspond à une période à pluviométrie limitée alors que la retenue est plutôt pleine (besoins forts en irrigation) ;
- la période d'été correspond à la saison des pluies et des cyclones alors que la retenue est à un niveau plutôt bas (phase de remplissage du barrage). Ainsi les fortes crues sont généralement absorbées dans la retenue sans déversement.

L'analyse statistique aboutit à représenter les fonctions de répartition empiriques saisonalisées des cotes de remplissage (Figure 8-16, droite).

En suivant la procédure définie au § 7.3.3, nous déterminons l'inverse des fonctions de répartition empirique du niveau de remplissage de la retenue, et nous ajustons ensuite une fonction analytique (dans l'exemple du barrage 1, nous ajustons des fonctions logarithmiques) (Figure 8-17).

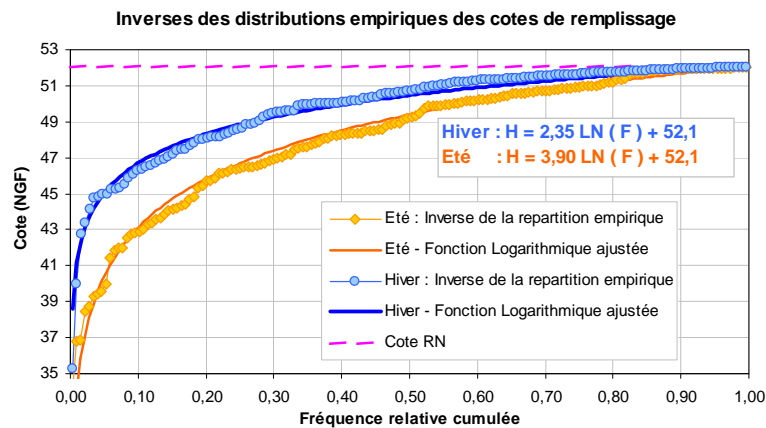


Figure 8-17 : Fonctions analytiques ajustant l'inverse des fonctions de répartition empirique du niveau de remplissage de la retenue (barrage 1).

Ces fonctions analytiques permettent ensuite, par simulation de Monte Carlo, d'associer à chaque fréquence cumulée une valeur de la cote initiale du plan d'eau.

#### Calculs hydrauliques : laminage et déversement

Pour chaque couple d'hydrogramme de crue et de cote initiale, nous procédons aux calculs :

- du laminage de la crue par la retenue en prenant en compte la relation donnant le volume d'eau dans la retenue en fonction de la cote du plan d'eau (Figure 8-18, gauche) ;
- du déversement intégrant les paramètres géométriques de l'évacuateur de crues (Figure 8-18, droite). Pour le barrage 1, il s'agit d'un déversoir à surface libre régité par une loi de seuil de type :

$$Q_s = \mu \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot L \cdot H^{3/2}$$

(équation 3.8, présentée au § 3.2.2) où :

$Q_s$  : le débit déversant,

$L$  : longueur déversante,

$H$  : charge sur le déversoir,

$\mu$  : coefficient de débit dépendant de la forme et du fonctionnement hydraulique du seuil.

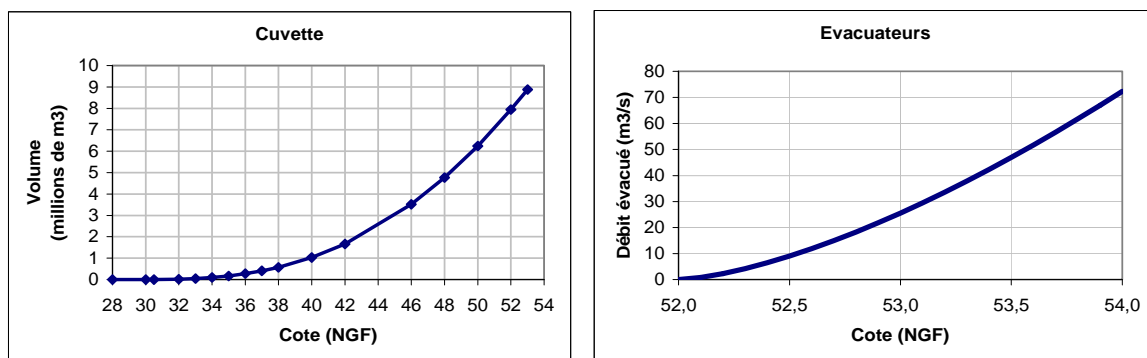


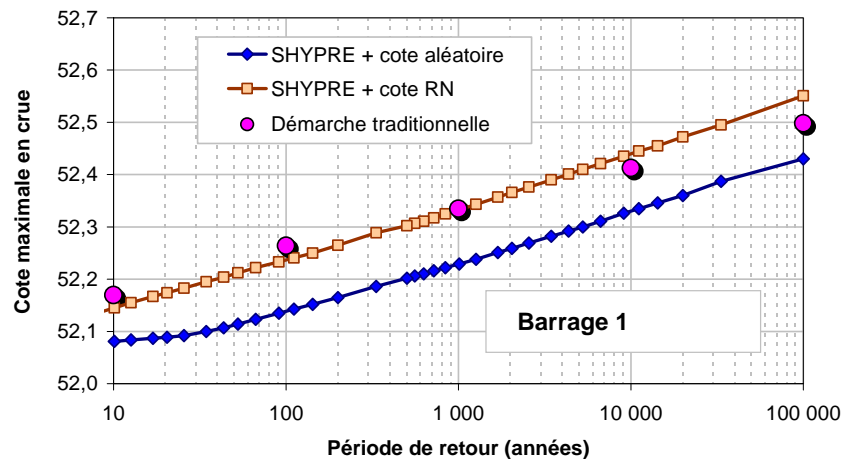
Figure 8-18 : Courbe du volume d'eau dans la retenue du barrage 1 (gauche) et courbe du débit déversant par l'évacuateur du barrage 1 (droite).

### Résultats des simulations

Selon les différentes analyses réalisées, les cotes maximales obtenues sont représentées en fonction de leur période de retour à la Figure 8-19. Ces trois analyses aboutissent aux résultats suivants :

#### *Effet de la prise en compte de la variabilité des cotes initiales :*

Pour le barrage 1 qui connaît de forts marnages, la comparaison entre les analyses « SHYPRE + cote aléatoire » et « SHYPRE + cote RN » montre l'intérêt de prendre en compte la variabilité de la cote initiale. En effet, la fréquence correspondant à une cote de la retenue en crue donnée est divisée par un facteur de 10 en prenant en compte la variabilité de la cote initiale de la retenue « SHYPRE + cote aléatoire » par rapport à une analyse avec la retenue fixée à la cote normale d'exploitation au moment de l'occurrence de la crue « SHYPRE + cote RN ». Ainsi, la cote de la retenue en crue de ce barrage associée à la période de retour de 1 000 ans apparaît en fait correspondre à une période de retour de l'ordre de 10 000 ans. Exprimée en volume, la différence des cotes de la retenue en crue obtenues entre les deux analyses représente 10 % du volume de la crue de période de retour 10 000 ans, ce qui est considérable.



**Figure 8-19 : Distributions des cotes maximales de la retenue en période de crue pour le barrage 1.**

#### *Effet de la prise en compte de la variabilité de la forme des crues :*

Les analyses « SHYPRE + cote RN » et « Démarche traditionnelle » donnent des résultats similaires. En effet, le barrage 1 a un très petit bassin versant et génère des volumes de crues limités au regard de la capacité de stockage et de laminage de la retenue. De fait, la variabilité de la forme des crues a peu d'impact sur les résultats de la cote de la retenue en crue.

### **B) Résultats de la méthode basée sur les hydrogrammes de projet**

L'application de la *méthode basée sur les hydrogrammes de projet* comporte les étapes suivantes : (i) tirage aléatoire d'hydrogrammes de crue en fonction de la période de retour, (ii) analyse de la variabilité du niveau de remplissage de la retenue, (iii) calculs hydrauliques du laminage par la retenue et du déversement par les évacuateurs de crue et (iv) construction de la distribution des cotes maximales de la retenue en période de crue. Pour l'illustration de cette méthode, nous présentons uniquement les étapes (i) et (iv), les étapes (ii) et (iii) étant strictement identiques à celles présentées précédemment.



### Les hydrogrammes reconstitués à partir de l'étude hydrologique

Pour la reconstitution des hydrogrammes de crue, nous disposons de la distribution des débits de crue provenant de l'étude hydrologique du barrage étudié (Figure 8-20, gauche).

Les hydrogrammes de crue ont été reconstitués à partir de la formulation de l'hydrogramme synthétique, dont les coefficients ont été évalués afin de respecter le débit de pointe et le débit moyen associés aux différentes périodes de retour considérées. Ces hydrogrammes sont présentés à la Figure 8-20 (droite).

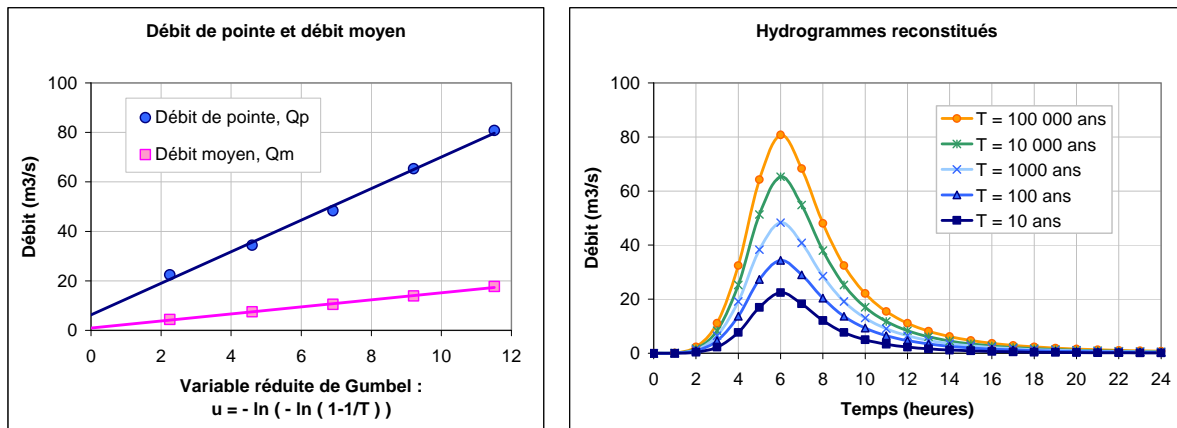


Figure 8-20 : Distribution des débits de crue et hydrogrammes reconstitués.

La probabilité d'occurrence associée à chacun de ces hydrogrammes est obtenue à partir de la méthode de discrétisation de l'espace de Gumbel décrite au § 7.1.1. Ces probabilités sont présentées à la Figure 8-21 et servent de base au tirage aléatoire des hydrogrammes de crue pour la simulation de Monte Carlo.

Période de retour (ans)		Probabilité de non dépassement		Variable réduite de Gumbel		Probabilité annuelle attribuée
T analysée	T Intervalle	F = 1-1/T	F Intervalle	u	u Intervalle	
			0			
<b>10</b>		0,9		2,2504		<b>0,96798</b>
	31		0,9680		3,4253	
<b>100</b>		0,99		4,6001		<b>0,02885</b>
	316		0,9968		5,7537	
<b>1 000</b>		0,999		6,9073		<b>0,00285</b>
	3 162		0,9997		8,0588	
<b>10 000</b>		0,9999		9,2103		<b>0,00028</b>
	31 622		1,0000		10,3616	
<b>100 000</b>		0,99999		11,5129		<b>0,00003</b>
			1			

Figure 8-21 : Probabilités attribuées aux hydrogrammes en fonction de leur période de retour.

### Résultats des simulations

La fonction de répartition empirique obtenue par simulations pour le barrage 1 est présentée à la Figure 8-22 :

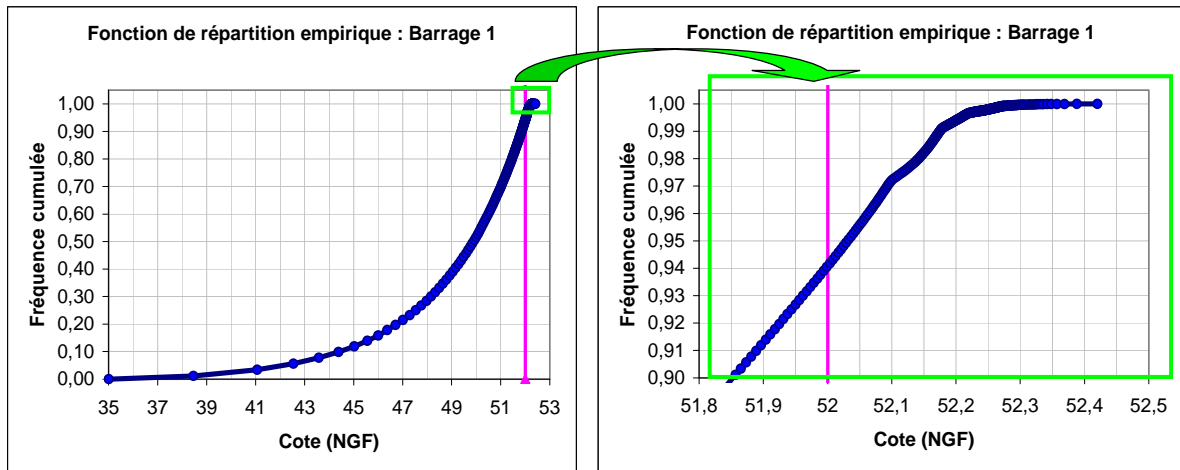


Figure 8-22 : Fonction de répartition empirique obtenue pour le barrage 1.

Les résultats des simulations pour le barrage 1 et leur comparaison avec une démarche traditionnelle sont présentés à la Figure 8-23.

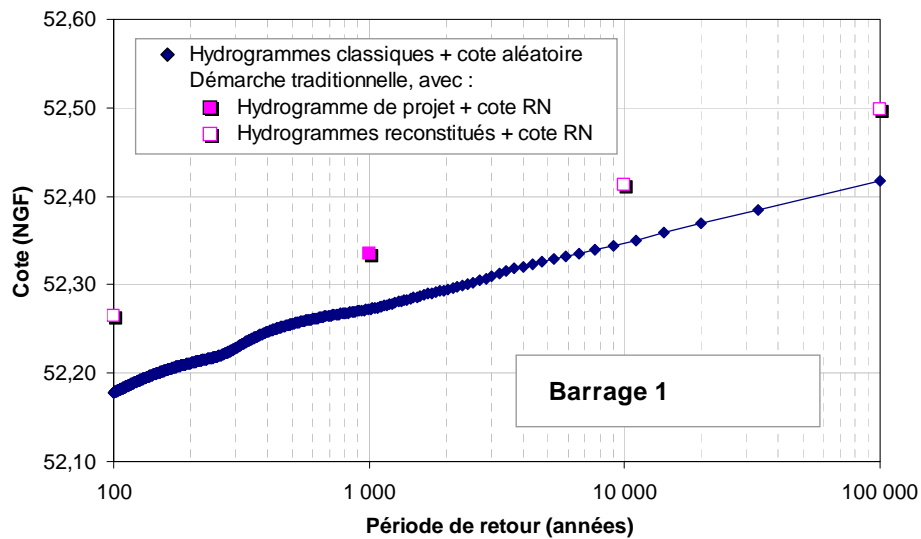


Figure 8-23 : Résultats des simulations pour le barrage 1.

La comparaison entre la démarche traditionnelle et la démarche proposée (basée sur les hydrogrammes reconstitués) montre l'intérêt de la prise en compte de la variabilité de la cote de remplissage de la retenue. Ces résultats sont similaires à ceux présentés pour la méthode « SHYPRE + cote aléatoire ».

### 8.2.3 Résultats pour le barrage 2

Le barrage n°2, situé dans la région centre, est un barrage équipé d'un évacuateur de crues avec un déversoir à seuil libre. La surface du bassin versant est de 20 km<sup>2</sup> et la retenue du barrage présente un marnage faible.

La démarche de calcul mise en œuvre est analogue à l'application développée pour le barrage 1, seuls les résultats des différentes analyses sont présentés et discutés pour le barrage 2.

#### A) Résultats de la méthode SHYPRE basée sur des simulations stochastiques de crues

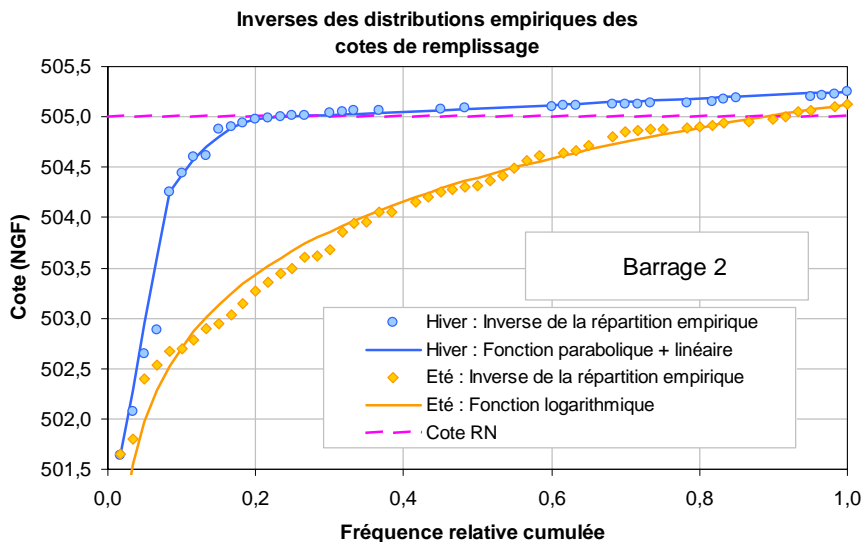
##### Calage des paramètres de la méthode SHYPRE

Les paramètres du modèle de simulation de pluies de la méthode SHYPRE ont été déterminés à partir d'une base de données disponible au Cemagref pour la France métropolitaine et pour les départements d'Outre mer.

Les deux paramètres du modèle de la transformation de la pluie en débit ont été calés par comparaison entre les distributions de fréquence obtenues par simulations et des distributions de fréquence observées, et ce, pour le débit de pointe et pour le volume de crue.

##### Analyse de la variabilité du niveau de remplissage

La variabilité du niveau de remplissage du barrage 2 est représentée à la Figure 8-24 :



**Figure 8-24 : Inverse des fonctions de répartition empirique et ajustement analytique de la cote de remplissage – Barrage 2.**

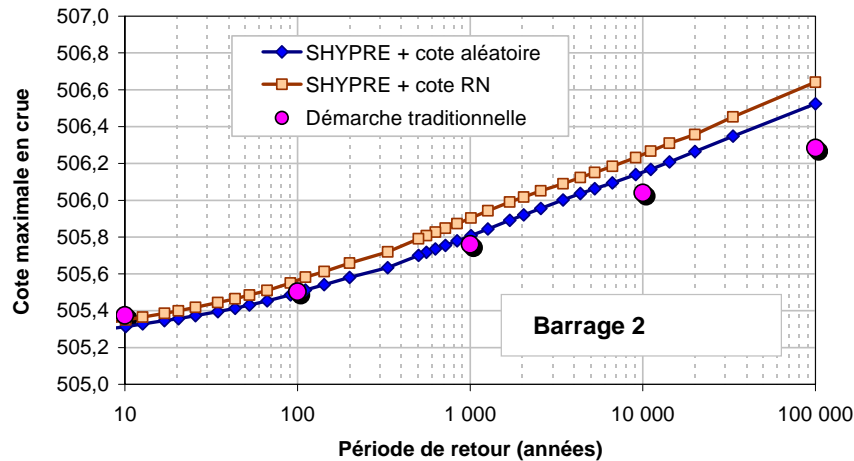
L'analyse de la variabilité de la cote du niveau de la retenue du barrage 2 montre :

- un faible marnage limité à environ 4 m sous la cote normale d'exploitation quelle que soit la saison ;

- un fonctionnement saisonalisé de la retenue : en hiver, la retenue est très souvent autour ou au-dessus de la cote normale d'exploitation ; à l'inverse, en été, la retenue se situe le plus souvent sous la cote normale d'exploitation.

### Résultats des simulations et analyses statistiques

Selon les analyses réalisées, les cotes maximales obtenues sont représentées en fonction de leur période de retour (Figure 8-25).



**Figure 8-25 : Distributions de la cote de la retenue en période de crue pour le barrage 2.**

Les trois analyses aboutissent aux résultats suivants :

#### *Effet de la prise en compte de la variabilité des cotes initiales :*

La comparaison entre les analyses « SHYPRE + cote aléatoire » et « SHYPRE + cote RN » montre un intérêt limité de la prise en compte de la variabilité de la cote de remplissage. En effet pour une cote du niveau de la retenue en période de crue donnée, les fréquences correspondantes obtenues en intégrant ou pas la variabilité de la cote de remplissage sont proches. Exprimée en volume, la différence des niveaux de la retenue en période de crue ne représente que 3 % du volume de la crue de période de retour 10 000 ans. Ces écarts limités sont liés au faible marnage saisonnier de la retenue.

#### *Effet de la prise en compte de la variabilité des scénarios de crue :*

Les analyses « SHYPRE + cote RN » et « Démarche traditionnelle » montrent des résultats peu différents pour les fréquences courantes à rares ( $10^{-1}$  à  $10^{-2}$ ) mais avec des écarts plus conséquents pour les fréquences faibles (20 cm d'écart pour la fréquence  $10^{-4}$ , représentant 8 % du volume de la crue de période de retour 10 000 ans).

En revanche, la méthode basée sur des simulations stochastiques de crues donne des cotes du niveau de la retenue en période de crue sensiblement plus élevées qu'avec une démarche classique pour les faibles fréquences. Cela est dû à la forme des crues, avec la possibilité qu'offre la méthode SHYPRE d'avoir des crues multiples. Par exemple, on peut avoir un événement constitué d'une première pointe de crue remplissant le barrage suivi de la pointe de crue principale conduisant à la cote maximale.

### B) Résultats de la méthode basée sur les hydrogrammes de projet

De manière analogue à l'application développée pour le barrage 1, nous présentons uniquement les hydrogrammes de projet utilisés et les résultats des simulations obtenus pour le barrage 2.

#### Les hydrogrammes de projet

Les hydrogrammes utilisés ont été reconstitués à partir de la distribution des débits de crue provenant de l'étude hydrologique du barrage étudié (Figure 8-26).

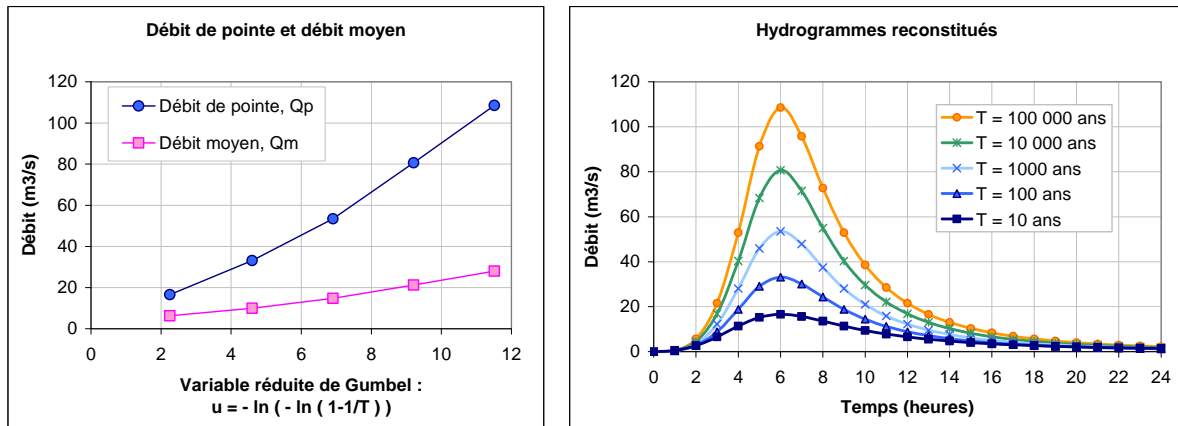


Figure 8-26 : Distribution des débits de crue et hydrogrammes reconstitués.

#### Résultats des simulations

Les résultats des simulations pour le barrage 2 sont présentés à la Figure 8-27.

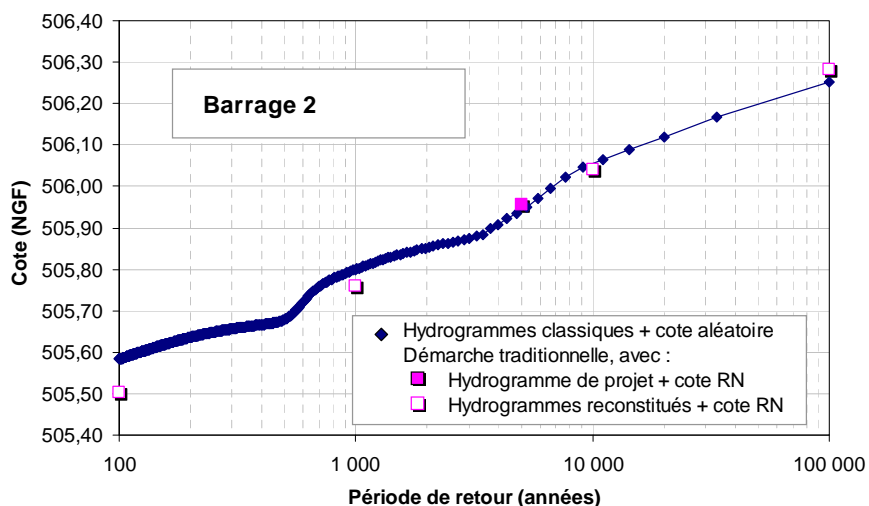


Figure 8-27 : Résultats des simulations pour le barrage 2.

La différence entre les résultats de la démarche proposée et ceux de la démarche traditionnelle est très faible du fait du faible marnage de la retenue du barrage étudié. Cette faible différence montre l'intérêt limité de la prise en compte de la variabilité de la cote de remplissage pour le barrage 2.

### 8.2.4 Résultats pour le barrage 3

Le barrage 3, situé dans la région ouest, présente un bassin versant de 200 km<sup>2</sup> de surface, un plan d'eau peu variable et un déversoir de crues vanné. Nous présentons et discutons les résultats des différentes analyses.

#### A) Résultats de la méthode SHYPRE basée sur des simulations stochastiques de crues

##### Calage des paramètres de la méthode SHYPRE

Le calage des paramètres de la méthode SHYPRE pour le barrage 3 est réalisé de la même manière que pour le barrage 2.

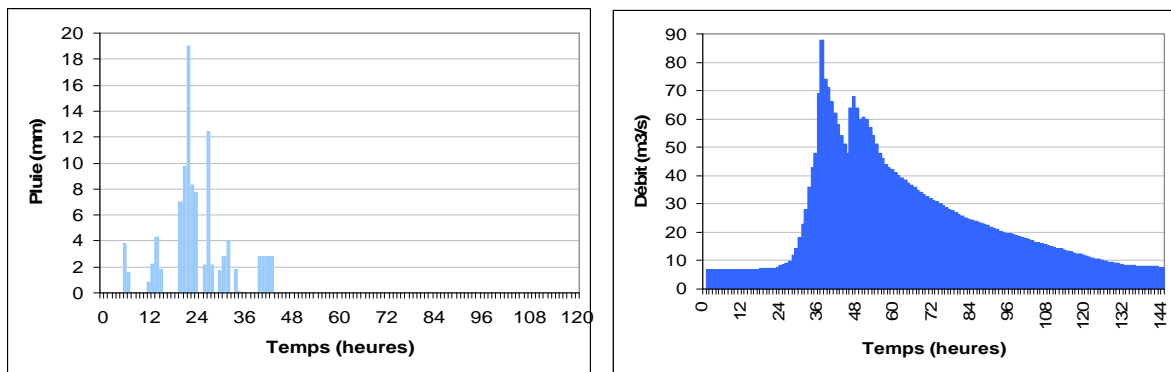


Figure 8-28 : Exemples d'hyétogramme et d'hydrogramme du barrage 3.

L'exemple d'un hyétogramme et d'un hydrogramme obtenus par la méthode SHYPRE est présenté à la Figure 8-28.

##### Analyse de la variabilité du niveau de remplissage

La Figure 8-29 présente l'inverse des fonctions de répartition empirique et l'ajustement analytique de la cote de remplissage pour le barrage 3.

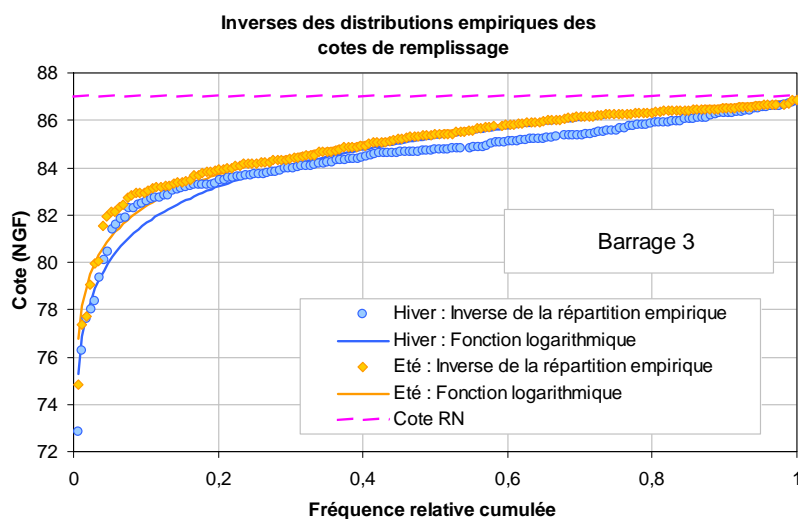


Figure 8-29 : Inverse des fonctions de répartition empirique et ajustement analytique de la cote de remplissage pour le barrage 3.

L'analyse de la variabilité de la cote de remplissage du barrage 3 montre :

- un faible marnage limité à environ 5 m sous la cote normale d'exploitation quelle que soit la saison ;
- un fonctionnement non saisonalisé de la retenue, les distributions en été étant quasiment superposées à celles de la saison d'hiver.

### Résultats des simulations et analyses statistiques

Selon les analyses réalisées, les cotes maximales obtenues sont représentées en fonction de leur période de retour à la Figure 8-30.

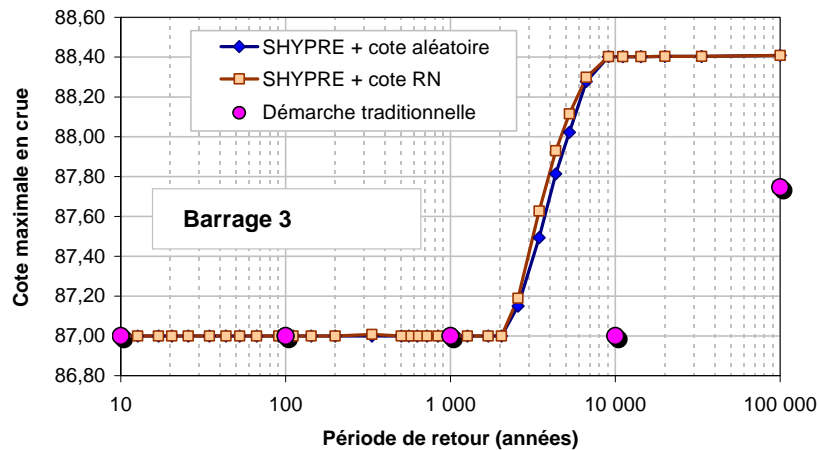


Figure 8-30 : Distributions du niveau de la retenue en période de crue pour le barrage 3.

Les trois analyses aboutissent aux résultats suivants :

#### *Effet de la prise en compte de la variabilité des cotes initiales :*

Les analyses « SHYPRE + cote aléatoire » et « SHYPRE + cote RN » montrent des résultats identiques. Ceci est expliqué logiquement par le mode de gestion de la retenue, le barrage étant équipé d'un déversoir vanné qui maintient le plan d'eau à une cote constante quel que soit le débit entrant dans la retenue.

#### *Effet de la prise en compte de la variabilité des scénarios de crue :*

Les analyses « SHYPRE + cote RN » et « Démarche traditionnelle » montrent des résultats analogues pour les fréquences courantes à rares ( $10^{-1}$  à  $5.10^{-4}$ ).

En revanche, les écarts augmentent très considérablement en deçà de la fréquence  $5.10^{-4}$ . Les analyses « SHYPRE + cote RN » et « SHYPRE + cote aléatoire » donnent une cote supérieure de 1,40 m à celle obtenue par une analyse classique « Démarche traditionnelle » pour la fréquence  $10^{-4}$ .

La différence entre les résultats obtenus par les deux méthodes s'explique par la sensibilité du barrage 3 aux débits de pointe des crues. En effet, ce barrage est équipé d'un évacuateur vanné, dimensionné au moment de la conception pour un débit maximum donné. Dès que le débit de pointe de conception est dépassé, la cote du plan d'eau augmente alors rapidement. La prise en compte de la variabilité des formes des crues dans la méthode SHYPRE conduit à générer des scénarios de crues intégrant plusieurs pics de pointe, particulièrement contraignants pour ce type d'ouvrage.

### B) Résultats de la méthode basée sur les hydrogrammes de projet

Nous présentons uniquement les hydrogrammes de projet utilisés et les résultats des simulations obtenus pour le barrage 3.

#### Les hydrogrammes de projet

Les hydrogrammes utilisés ont été reconstitués à partir de la distribution des débits de crue provenant de l'étude hydrologique du barrage étudié (Figure 8-31).

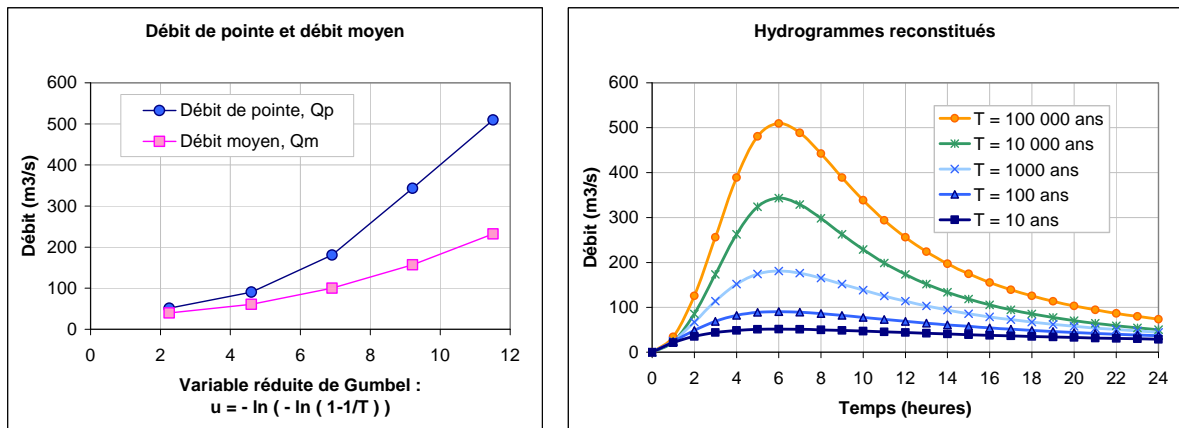


Figure 8-31 : Distribution des débits de crue et hydrogrammes reconstitués.

#### Résultats des simulations

Les résultats des simulations pour le barrage 3 sont présentés à la Figure 8-32.

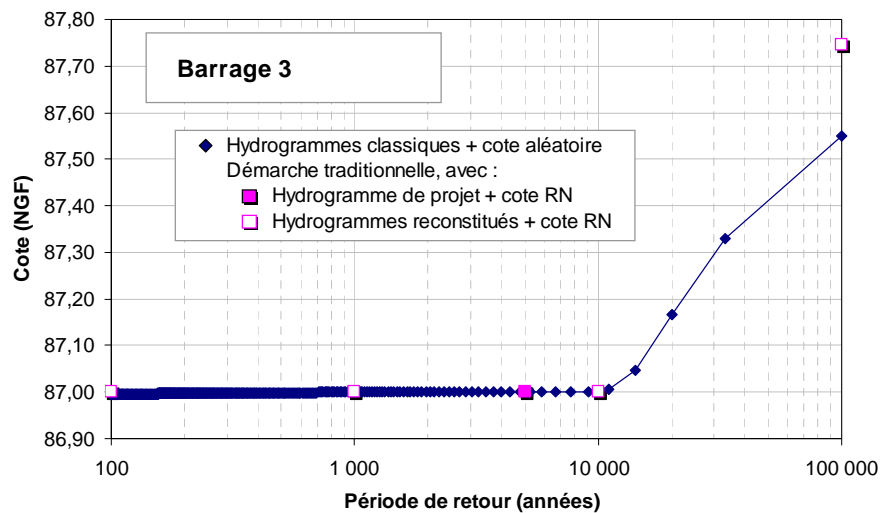


Figure 8-32 : Résultats des simulations pour le barrage 3.

On constate l'intérêt de la prise en compte de la variabilité du niveau de la retenue pour les faibles fréquences, c'est-à-dire lorsque la capacité de régulation des pertuis vannés est dépassée.



### 8.2.5 Synthèse des résultats des méthodes de modélisation probabiliste du niveau de la retenue en période de crue

Les apports innovants des méthodes proposées sont de plusieurs ordres : (i) la prise en compte de multiples hydrogrammes de crue associés à différents périodes de retour ; (ii) la prise en compte de la diversité de formes possibles de crues (méthode SHYPRE) ; (iii) la prise en compte de la variabilité du niveau du plan d'eau. Ces méthodes offrent un cadre probabiliste pour la modélisation de l'action hydrostatique dans une étude de fiabilité de barrages.

Les méthodes proposées ont été testées sur trois applications relatives à des barrages présentant des modes de gestion et des caractéristiques hydromorphologiques différents. L'objectif était d'apprécier l'intérêt et les limites des méthodes développées.

Pour les trois barrages analysés, la prise en compte de la variabilité du niveau de la retenue ne se traduit pas en une différence significative de la cote maximale en crue pour une période de retour donnée (par exemple, seulement ~15 cm pour le barrage 1). En revanche, exprimée en terme de période de retour, cette différence est importante (par exemple pour le barrage 1, le niveau associé à la période de retour 1 000 ans par la démarche traditionnelle se retrouve associé à la période de retour 10 000 ans dans la méthode SHYPRE avec cote aléatoire).

Concernant la démarche basée sur la *méthode de simulation stochastique de crues* (méthode SHYPRE), les résultats des analyses réalisées sur les trois cas de barrage étudiés sont synthétisés à la Figure 8-33 [Carvajal *et al.* 2009b]. Cette figure présente les cotes maximales de la retenue en crue évaluées en fonction de la période de retour.

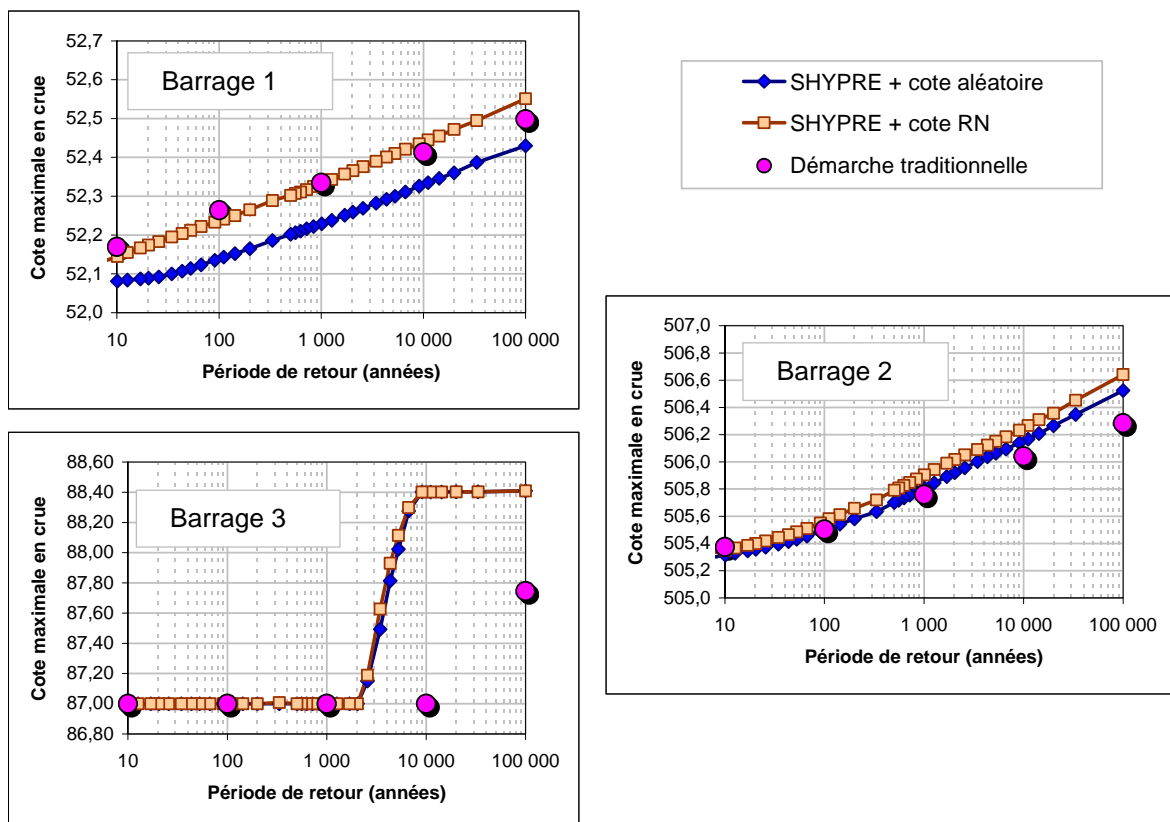


Figure 8-33 : synthèse des résultats des analyses avec la méthode basée sur des simulations stochastiques de crues (SHYPRE).

La prise en compte de diverses formes de crues tend à augmenter le niveau de la retenue en crue par rapport à une démarche classique. Elle est particulièrement significative dans le cas du barrage 3, équipé d'un évacuateur vanné.

Concernant la *méthode basée sur les hydrogrammes de projet*, les résultats des analyses réalisées sur les trois cas de barrage étudiés sont synthétisés à la Figure 8-34 [Carvajal *et al.* 2009c].

Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par la méthode SHYPRE, sauf pour le cas du barrage 3. Pour le barrage 3, la méthode SHYPRE a conduit à générer des scénarios de crue intégrant plusieurs pics de débits, ce qui est particulièrement contraignant pour ce type d'ouvrage présentant des évacuateurs vannés.

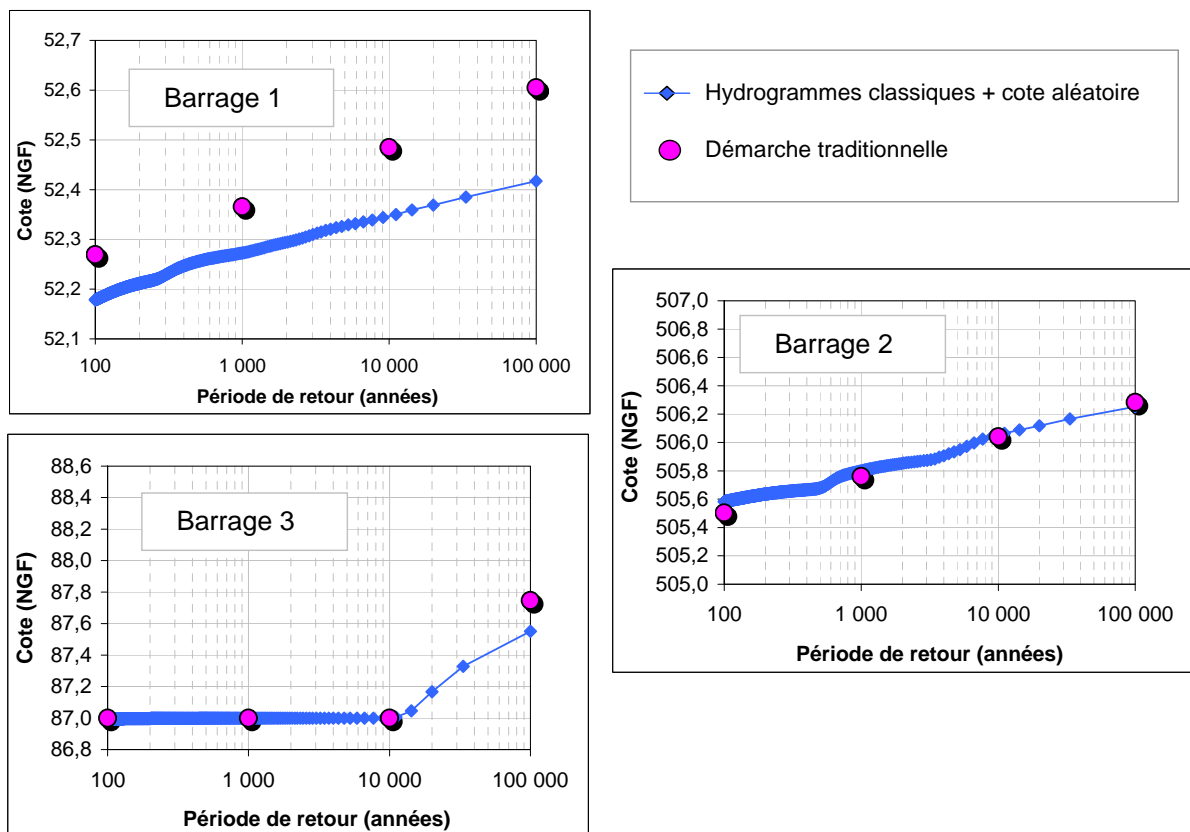


Figure 8-34 : synthèse des résultats obtenus avec la méthode basée sur les hydrogrammes de projet.

Les enseignements des applications des méthodes proposées peuvent être résumés de la façon suivante :

- (i) à partir des mêmes caractéristiques de dimensionnement (débit de pointe et volume de crue), la prise en compte de la variabilité des scénarios de crue (méthode SHYPRE) conduit à augmenter le niveau maximum de la retenue en crue par rapport à une démarche classique ;
- (ii) la *méthode basée sur les hydrogrammes de projet* ne change pas les distributions des cotes de remplissage de la retenue, mais permet de proposer un cadre probabiliste pour modéliser les sollicitations hydrostatiques, à partir d'hydrogrammes issus des méthodes classiques de l'ingénierie ;

- (iii) la prise en compte de la variabilité des cotes de remplissage de la retenue apparaît logiquement intéressante, quelle que soit la méthode – SHYPRE ou la méthode basée sur les hydrogrammes de projet –, dès lors que le barrage a un mode de fonctionnement saisonnier ou un marnage important du plan d'eau. Elle conduit alors à un niveau de la retenue en période de crue moins élevé. Ce type d'analyse apparaît donc particulièrement pertinent pour les barrages à usage d'irrigation ou d'écrêtement de crues.

Enfin, les méthodes que nous avons développées permettent d'apporter un cadre probabiliste à l'étude des sollicitations hydrauliques en permettant d'accéder à la distribution des cotes maximales en période de crue.

### 8.3 Etudes de cas pour l'analyse de fiabilité de barrages-poids

L'objectif de ce paragraphe est de présenter les résultats d'une analyse de fiabilité réalisée pour deux cas de barrages-poids en BCR.

La première étude de cas correspond au barrage en BCR utilisé en application des méthodes développées pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux. A partir des résultats de la modélisation probabiliste des résistances (§ 8.1) et d'une analyse simplifiée des sollicitations, nous présentons, pour chaque couche de ce barrage, les résultats de l'analyse de fiabilité, et nous faisons une proposition pour approcher la fiabilité globale du barrage.

Le deuxième cas d'étude correspond à un barrage en BCR pour lequel nous disposons d'un dossier complet (données de l'étude hydrologique et données relatives à la construction de l'ouvrage). Pour ce barrage, nous présentons les résultats de : (i) la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps du barrage, (ii) la modélisation probabiliste du niveau de la retenue en période de crue et (iii) l'analyse de fiabilité mise en œuvre à partir des résultats de (i) et (ii).

#### 8.3.1 Analyse de fiabilité d'un barrage-poids en BCR : étude cas n°1

##### A) Fonctions de performance associées aux états-limites

Nous nous intéressons à l'état-limite de résistance à l'effort tranchant. La résistance à l'effort tranchant est prise en charge par la fonction de performance  $G_1$  suivante :

$$G_1 : C.L' + (N-U).\tan(\varphi) - T \quad (8.1)$$

avec :

- $C$  et  $\varphi$  la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau du barrage ;
- $N$  et  $T$  les composantes normale et tangentielle des forces extérieures agissant sur la partie supérieure de la section horizontale étudiée ;
- $U$  la résultante des pressions interstitielles régnant au niveau de la section horizontale étudiée ;

- $L'$  la longueur non fissurée de la section horizontale étudiée. La longueur  $L'$  est déterminée au moyen d'un calcul itératif à partir de la condition de non-fissuration :  $\sigma'_N(x) > -f_t$  avec :
  - $\sigma'_N(x)$  la contrainte effective normale à l'abscisse  $x$  de la section étudiée,
  - $f_t$  la résistance à la traction du matériau.

Si  $G_1 \leq 0$ , on est dans le domaine de défaillance et on a cisaillement de la section horizontale étudiée du barrage.

Si  $G_1 > 0$ , on est dans le domaine de sûreté et le barrage reste intègre.

### ***B) Définition des variables aléatoires des propriétés des matériaux***

Les variables aléatoires représentant les propriétés du BCR aux différentes échelles spatiales et aux différentes couches du barrage ont été déterminées à partir des démarches décrites dans les paragraphes précédents (§ 8.1.2).

A titre d'exemple, le Tableau 8-3 donne les lois de probabilités marginales des paramètres de matériaux obtenues au niveau de la couche inférieure la plus basse du barrage.

**Tableau 8-3 : Lois de probabilité marginales des propriétés du BCR aux différentes échelles pour le barrage étudié (étude de cas n°1 – cf § 8.1.2).**

Variable aléatoire	Type de loi de probabilité	Moyenne	Ecart type
Poids volumique (à l'échelle globale), $\gamma_{\text{bcr}}$	Normale	23,88 kN/m <sup>3</sup>	0,02 kN/m <sup>3</sup>
R. Compression (à l'échelle de la couche), $f_c$	Normale	15,5 MPa	1,6 MPa
R. Traction (à l'échelle locale), $f_t$	Log-normale	0,83 MPa	0,28 MPa
Cohésion (à l'échelle de la couche), $C$	Normale, tronquée à 0	1,7 MPa	0,23 MPa
Frottement (à l'échelle de la couche), $\tan(\varphi)$	Normale	1,05	0,08

### ***C) Définition des variables aléatoires des sollicitations***

Sur cette étude de cas, nous ne disposons pas de l'étude hydrologique du barrage, ce qui ne nous permet pas de mettre en œuvre les méthodes proposées pour les sollicitations hydrauliques (cf § 3.2.2) et nous amène donc à adopter des hypothèses simplifiées pour la modélisation de la sollicitation.

Pour notre application, l'action hydrostatique est fixée à partir du niveau de retenue normale (RN) égal à 41 m et du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) égal à 42,5 m (Figure 8-1). Pour modéliser l'action hydrostatique, nous modélisons le caractère aléatoire du niveau de la retenue par une loi de Gumbel, ce type de loi étant classiquement utilisé en hydrologie. Les paramètres de la loi de Gumbel modélisant le niveau de la retenue sont fixés en considérant

que la cote des PHE est associée à une probabilité d'occurrence annuelle de  $10^{-3}$  et que la cote RN fixe le niveau moyen de la retenue (Tableau 8-4).

L'action des sous-pressions dans le corps du barrage est directement proportionnelle à l'action hydrostatique amont [CFBR 2006]. Nous prenons en compte dans le calcul de l'action des sous-pressions le rabattement obtenu par le dispositif de drainage qui conduit à une réduction du diagramme des sous-pressions. L'efficacité de ce dispositif de drainage est fixée à l'aide d'un coefficient de rabattement. Des valeurs guides pour ce coefficient de rabattement varient entre 0 et 2/3 [CFBR 2006]. Dans cette application, nous prenons en compte l'incertitude pesant sur l'efficacité du système de rabattement des sous-pressions de façon probabiliste par une loi normale représentant le coefficient de rabattement des sous-pressions (Tableau 8-4).

**Tableau 8-4 : Lois de probabilité adoptées pour la modélisation des sollicitations agissant sur le barrage étudié**

Variable aléatoire	Loi de probabilité	Moyenne	Ecart type
Hauteur d'eau, $H_e$	Gumbel	41 m	1,22 m
Coefficient de rabattement du dispositif de drainage, $\lambda$	Normale	0,33	0,15

#### ***D) Définition des corrélations entre les variables aléatoires de résistance et de sollicitation***

La matrice de corrélation des variables aléatoires considérées est présentée au Tableau 8-5 :

**Tableau 8-5 : Matrice de corrélation des variables aléatoires considérées**

Corrélations	Poids volumique à l'échelle du barrage	R. Traction à l'échelle locale	Cohésion à l'échelle de la couche	$\tan(\varphi)$ à l'échelle de la couche	Hauteur d'eau	Drainage
Poids volumique à l'échelle du barrage	1	0	0	0	0	0
R. Traction à l'échelle locale	0	1	0,6	-0,1	0	0
Cohésion à l'échelle de la couche	0	0,6	1	-0,2	0	0
$\tan(\varphi)$ à l'échelle de la couche	0	-0,1	-0,2	1	0	0
Hauteur d'eau	0	0	0	0	1	0
Drainage	0	0	0	0	0	1

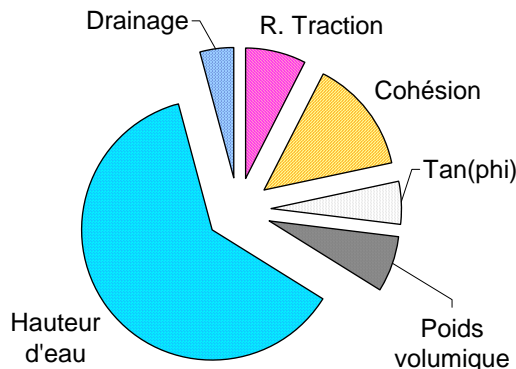
Les principes adoptés pour proposer la matrice de corrélation sont les suivants :

- les variables de sollicitation et de résistance ne sont pas corrélées car il n'y a pas de lien entre elles ;
- il n'y a pas de corrélation entre le coefficient de rabattement des sous-pressions (variable « Drainage » – cf. Tableau 8-5) et la poussée hydrostatique amont (variable « Hauteur d'eau – cf. Tableau 8-5) ;
- la variable « poids volumique » et les variables des paramètres de résistance ne sont pas corrélées car elles ne sont pas considérées aux mêmes échelles spatiales : le poids volumique est évalué à l'échelle globale pour la connaissance du poids propre du barrage et les paramètres de résistance sont évalués, d'une part à l'échelle d'une couche pour  $C$  et  $\tan \varphi$ , et d'autre part à l'échelle locale pour  $f_t$  ;
- les corrélations entre les variables de résistance à l'échelle de la couche sont déterminées à partir de l'expression analytique de la courbe intrinsèque ;
- les corrélations entre la variable « R. à la traction à l'échelle locale » et les autres variables de résistance au cisaillement sont considérées de façon conservative égales aux corrélations entre la variable « R. à la traction à l'échelle d'une couche » et les autres mêmes variables de résistance au cisaillement. Nous adoptons cette hypothèse qui va dans le sens de la sécurité par défaut, car nous n'avons pas les données pour évaluer ces corrélations entre les différentes échelles spatiales.

#### ***E) Evaluation de la sécurité structurale à la couche inférieure du barrage***

Le premier calcul réalisé consiste à évaluer la sécurité structurale de la couche inférieure du barrage, couche a priori la plus défavorable. Les résultats obtenus par la méthode FORM et les simulations de Monte-Carlo montrent une très faible probabilité de défaillance du barrage vis-à-vis de l'état limite de résistance à l'effort tranchant dans cette couche ( $<10^{-7}$ ). La valeur obtenue pour le coefficient  $\beta$  (Figure 8-36) est très supérieure aux valeurs minimales recommandées dans l'Eurocode 0 pour d'autres ouvrages de Génie Civil, ce qui montre une conception du barrage très sécuritaire vis-à-vis de l'état-limite analysé.

La sensibilité de la sécurité structurale aux variables aléatoires peut être appréciée à partir de la méthode FORM. Nous recherchons pour cela les cosinus directeurs du point de défaillance le plus probable dans un espace de probabilité normé, réduit, centré standard (avec des variables indépendantes, centrées et réduites). Les carrés des cosinus directeurs sont présentés sur la Figure 8-35 pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant.



**Figure 8-35 : Sensibilité de la probabilité de cisaillement aux variables aléatoires.**

Cette figure permet d'identifier les variables aléatoires les plus influentes sur la probabilité de défaillance. Les points essentiels sont les suivants :

(i) parmi les 3 variables de sollicitations (l'action hydrostatique amont représentée par la hauteur d'eau, l'action des sous-pressions représentée par le drainage, le poids propre représenté par le poids volumique), c'est l'action hydrostatique amont qui est logiquement prépondérante sur la sécurité structurale. Nous retrouvons ici l'importance du choix de la cote des PHE en ingénierie.

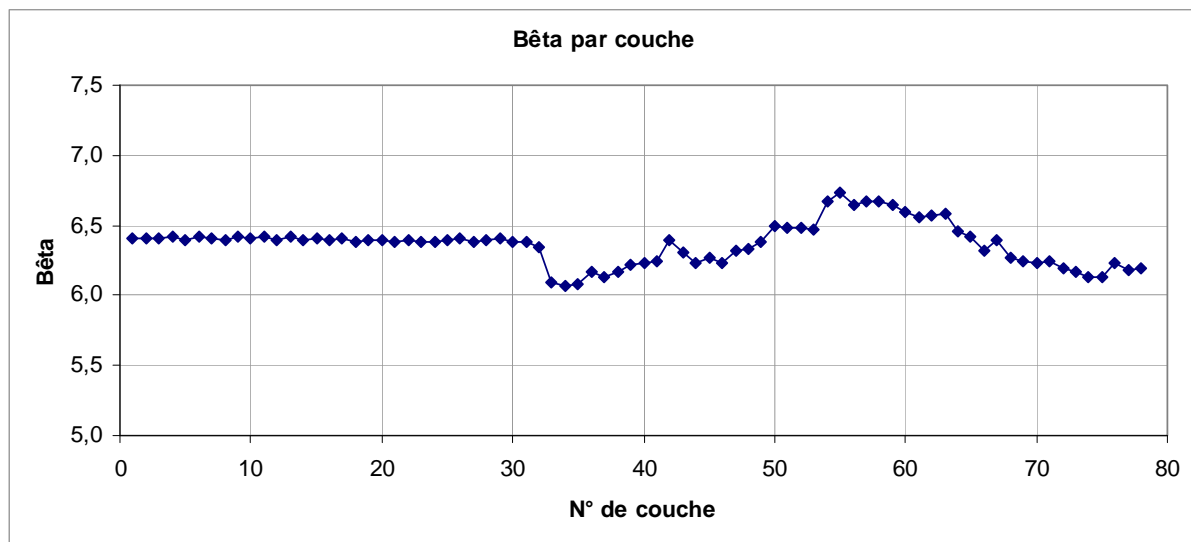
(ii) parmi les variables de résistance, les paramètres de cohésion et, à un moindre niveau, de la résistance à la traction sont prépondérants. Nous retrouvons également un résultat bien connu en ingénierie traditionnelle déterministe où les valeurs caractéristiques choisies pour  $C$  et  $f_t$  sont fondamentales dans la valeur du coefficient global de sécurité.

L'étude du cas montre l'applicabilité de la démarche proposée sur un barrage-poids en BCR en service, à partir des données réelles d'archives et des essais réalisés lors du chantier de construction.

#### ***F) Evaluation de la sécurité structurale pour toutes les couches du barrage***

Nous avons réalisé une analyse de fiabilité FORM pour chacune des couches du barrage. Chaque couche est analysée indépendamment des autres couches. Il ne s'agit pas ici d'une analyse fiabiliste système du barrage, mais d'une analyse fiabiliste composant par composant.

Les résultats obtenus pour l'indice de fiabilité  $\beta$  (Figure 8-36) montrent une très faible probabilité de défaillance pour chacune des couches analysées. Nous constatons également que, pour cette étude de cas, la couche la plus basse n'est pas celle qui présente la probabilité de défaillance la plus importante (associée à l'indice de fiabilité  $\beta$  le plus petit).



**Figure 8-36 : Indice de fiabilité  $\beta$  obtenu pour chaque couche analysée.**

Les valeurs des sensibilités aux différentes variables aléatoires sont présentées pour chaque couche analysée (Figure 8-37).

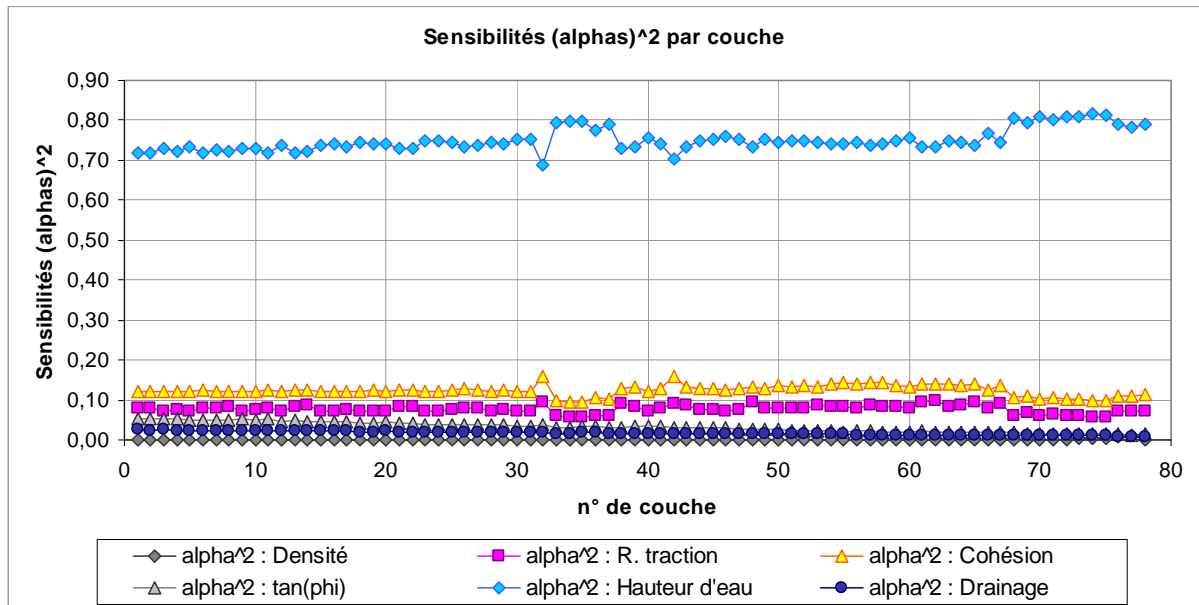


Figure 8-37 : Sensibilités obtenues pour chaque couche analysée.

Ces valeurs de sensibilité sont également présentées sous la forme d'un histogramme empilé (Figure 8-38)

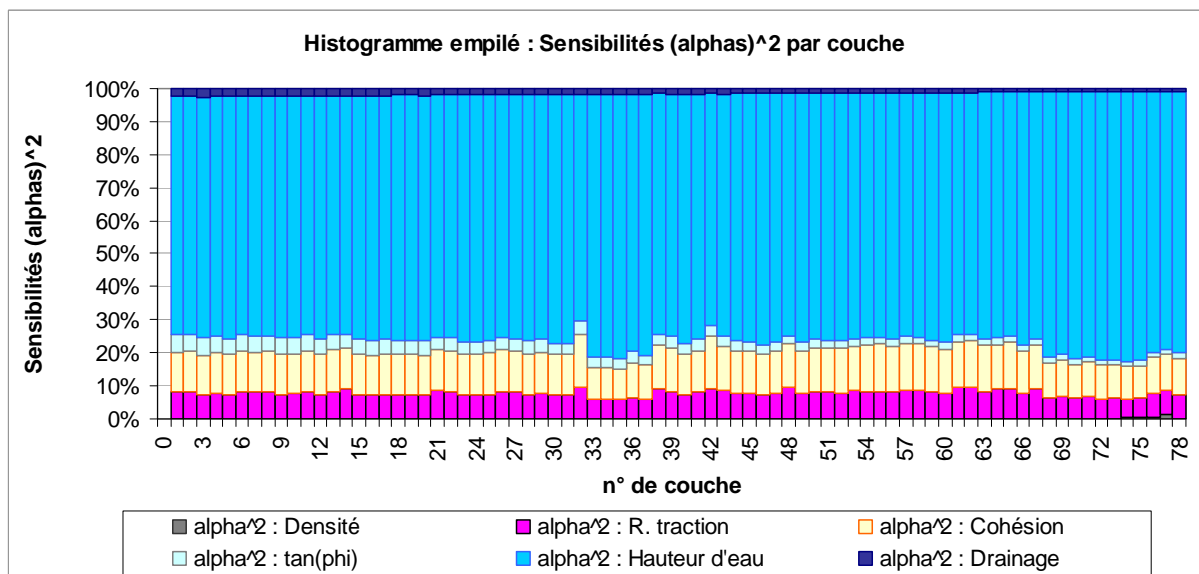


Figure 8-38 : Histogramme empilé des valeurs de sensibilité par couche analysée.

Cette dernière figure permet d'identifier les variables aléatoires les plus influentes sur la probabilité de défaillance. De manière similaire que l'analyse réalisée sur la couche inférieure, nous constatons pour l'ensemble des couches analysées que l'action hydrostatique amont prend une place prépondérante sur la sécurité structurale. Parmi les variables de résistance, les paramètres de cohésion et, à un moindre niveau, la résistance à la traction, sont prépondérants.



### G) Vers une évaluation de la sécurité structurale du barrage considéré dans sa globalité

#### Considérations théoriques

Nous pouvons considérer le barrage étudié comme un système composé de  $N$  couches en BCR. La défaillance d'une couche quelle qu'elle soit entraîne la défaillance de l'ouvrage.

Soit  $D_i$  l'événement correspondant à la défaillance de la couche  $i$ , de probabilité  $P(D_i)$ . La défaillance du barrage peut être considérée comme le système formé par l'ensemble des événements  $D_i$  ( $i$  étant compris entre 1 et  $N$ ). Ce système est un système en série, car l'occurrence d'un seul événement  $D_i$  entraîne la défaillance du système.

La probabilité de défaillance du système ( $P_{f\text{-barrage}}$ ) correspond alors à la probabilité de l'union des événements de défaillance des couches du barrage :

$$P_{f\text{-barrage}} = P(\cup D_i) \quad (8.2)$$

Par exemple, si le barrage est constitué uniquement de deux couches de béton :

$$P(D_1 \cup D_2) = P(D_1) + P(D_2) - P(D_1 \cap D_2) \quad (8.3)$$

Pour le cas d'un barrage constitué de  $N$  couches, la formule précédente peut être étendue :

$$P\left(\bigcup_{i=1}^N D_i\right) = \sum_{i=1}^N P(D_i) - \sum_{j=2}^N \sum_{i=1}^{j-1} P(D_i \cap D_j) + \dots + (-1)^N P(D_1 \cap D_2 \cap \dots \cap D_N) \quad (8.4)$$

Dans le paragraphe précédant, nous avons étudié la probabilité de défaillance pour chacune des couches du barrage considéré, ce qui nous permet de connaître les valeurs  $P(D_i)$ . Nous avons déterminé également la couche de BCR présentant la plus forte probabilité de défaillance  $P(D_k)$ . Ceci nous permet de borner la probabilité de défaillance du système :

$$P(D_k) \leq P_{f\text{-barrage}} < \sum_{i=1}^N P(D_i) \quad (8.5)$$

et en toute hypothèse,  $P_{f\text{-barrage}} < 1$

Le terme à gauche de l'inégalité correspond à une dépendance totale entre les défaillances des couches. A contrario, on obtient le terme de droite lorsque les défaillances des couches sont indépendantes.

#### Application au cas du barrage-poids en BCR n°1

De façon générale, la probabilité de défaillance de chaque couche est très sensible à la variable aléatoire correspondant au niveau de la retenue en période de crue ; les défaillances des couches ne sont donc clairement pas indépendantes. Dans notre application au cas du barrage-poids en BCR n°1, cela a été montré lors de l'analyse FORM qui met en évidence la prépondérance de la variable « Hauteur d'eau » sur la sécurité structurale (Figure 8-38).

Cela permet d'indiquer que la probabilité de défaillance du système est a priori plus proche de sa borne inférieure :

$$P(D_k) \leq P_{f\text{-barrage}} \lll \sum_{i=1}^N P(D_i) \quad (8.6)$$

La valeur obtenue pour la borne supérieure ( $<10^{-7}$ ) montre :

- un bornage de la probabilité de défaillance du système ( $P_{f\text{-barrage}}$ ), dans une gamme de probabilité restreinte ;
- une sécurité structurale très élevée vis-à-vis des critères de défaillance considérés, qui ne nécessite pas une recherche plus approfondie de la valeur de  $P_{f\text{-barrage}}$  au sein de son intervalle.

***Cela montre que la probabilité de défaillance du barrage considéré dans sa globalité est fortement conditionnée par sa couche la plus faible.***

### 8.3.2 Analyse de fiabilité d'un barrage-poids en BCR : étude cas n°2

#### A) Description du barrage

L'étude cas n°2 est un barrage-poids en BCR situé dans les Pyrénées-Atlantiques (Figure 8-39). Cet ouvrage, mis en service en 1991, est destiné à l'alimentation en eau potable.

Le barrage possède une hauteur sur le terrain naturel de 35 m, une épaisseur en crête de 6 m, un parement aval de fruit 0,75 (H/V) et un parement amont quasi-vertical de fruit 0,10.

Le couronnement du barrage est à la cote 255,5 NGF, le niveau normal d'exploitation (RN) de la retenue est à la cote 254 NGF et le niveau des plus hautes eaux (PHE) est à 255,1 NGF. L'évacuateur de crues est un déversoir à surface libre de 13,5 m de largeur, calé à la cote 254 NGF et situé en partie centrale du barrage.

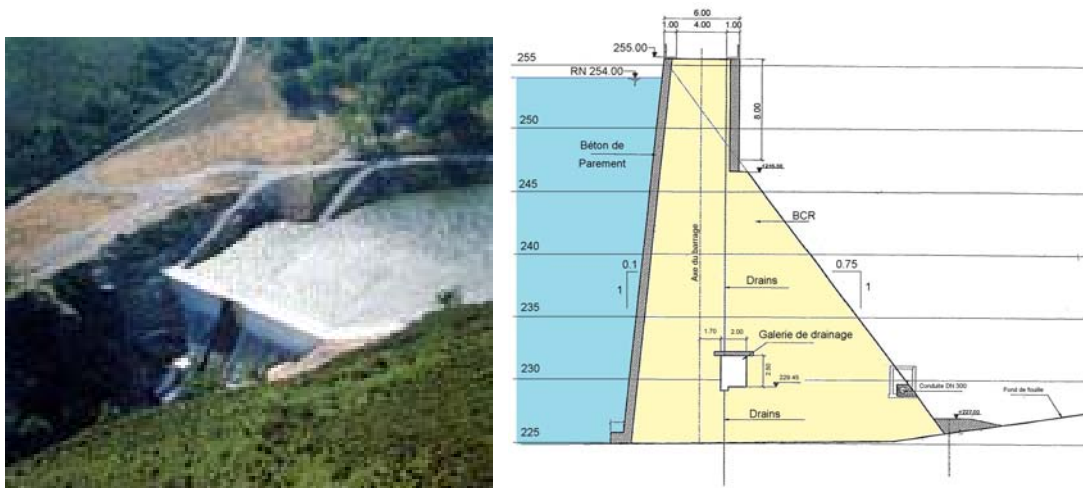


Figure 8-39 : Vue et coupe transversale du barrage étudié (cas n°2).

Le BCR utilisé a été dosé entre 110 et 120 kg de liant par mètre cube de béton compacté. Il a été mis en place par couches de 0,30 m avec l'application d'un mortier de reprise dosé à 250 kg/m<sup>3</sup> à chaque couche sur une largeur de 2,50 m à partir du parement amont. Le parement amont du barrage est en BCV coulé en place par des levées de 0,60 m.

L'étanchéité du barrage est assurée par le béton dans sa masse et complétée par un voile d'injection situé au droit du parement amont et descendu jusqu'à 20 m de profondeur. Le drainage du corps du barrage est assuré par un réseau de drains forés à partir de la crête et de la galerie de drainage du barrage.

### ***B) Modélisation probabiliste des propriétés du BCR du corps du barrage***

Les propriétés du matériau du corps du barrage à modéliser sont le poids volumique, la résistance à la compression du BCR en masse, la résistance à la traction et les propriétés de résistance au cisaillement des zones de reprise de bétonnage.

Des nombreux contrôles du BCR ont été réalisés pendant la construction du barrage, mais aucun de ces contrôles ne concerne directement les propriétés mécaniques des reprises de bétonnage. Les données utilisées pour la mise en œuvre de notre démarche proviennent : (i) des mesures du poids volumique réalisées lors du contrôle du compactage et (ii) des mesures de résistance à la compression réalisées sur des éprouvettes de béton issu de la centrale de bétonnage.

#### *Modélisation probabiliste du poids volumique du BCR*

Elle est basée sur une analyse statistique des mesures du poids volumique issues du contrôle du compactage du BCR (§ 6.2.3). Cette analyse statistique est réalisée à trois échelles du barrage : locale, au niveau des couches de BCR et à l'échelle globale du barrage. La population des mesures de poids volumique disponibles (environ 6 mesures par couche) est celle indiquée à la Figure 8-40.

- *à l'échelle locale* : le poids volumique est modélisé par une loi gaussienne calée sur la moyenne et l'écart type des mesures réalisées dans chaque couche ;
- *à l'échelle d'une couche de BCR* : nous calculons la valeur moyenne pour chaque couche et nous évaluons l'incertitude pesant sur cette valeur moyenne ;
- *à l'échelle globale du barrage* : nous calculons la moyenne des poids volumiques moyens des couches pour toutes les couches et nous évaluons l'incertitude pesant sur cette valeur moyenne.

Les fractiles 5% et 95% pour les différentes échelles spatiales ont été évalués pour les différentes couches du barrage et sont présentés à la Figure 8-41.

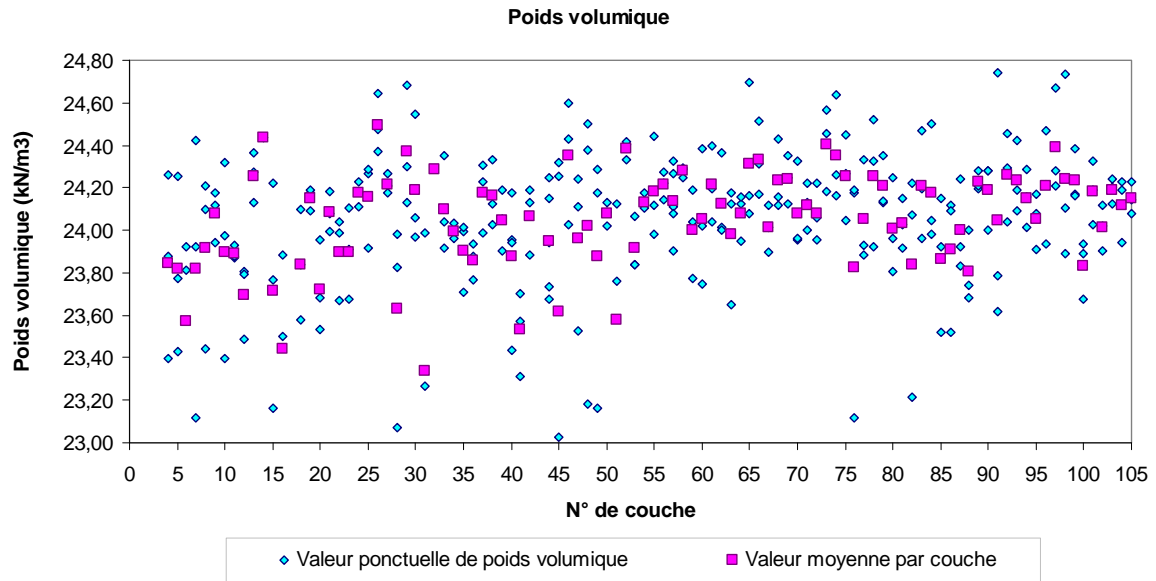


Figure 8-40 : Mesures du poids volumique réalisées lors du contrôle du compactage.

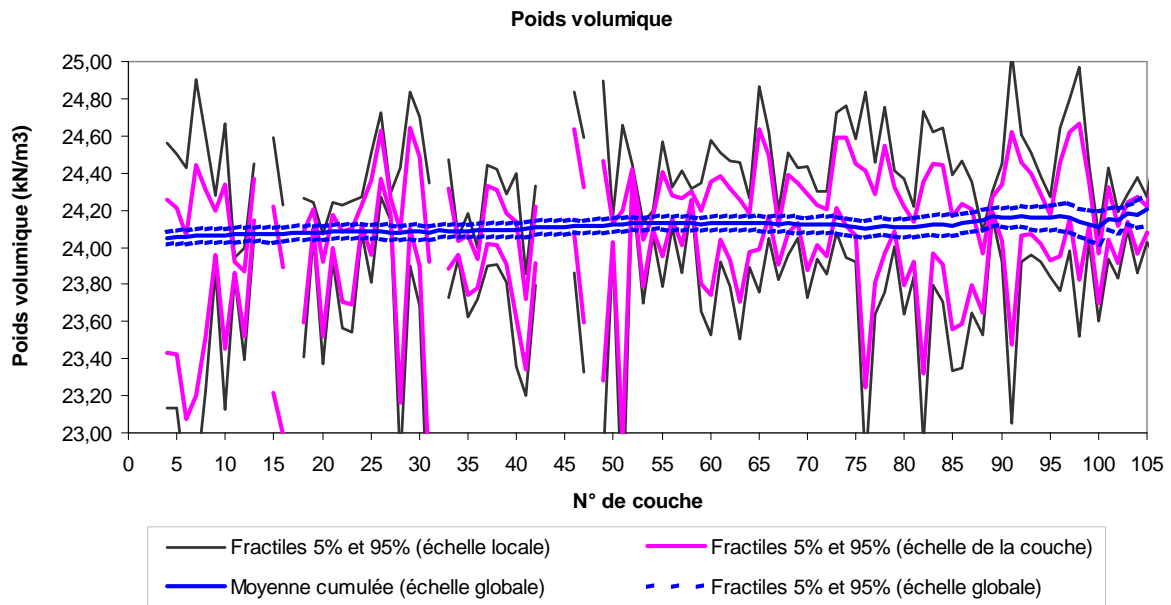


Figure 8-41 : Analyse statistique des mesures du poids volumique à différentes échelles spatiales.

### Modélisation probabiliste de la résistance à la compression

Pour cette étude de cas, nous disposons d'une population de 103 valeurs de résistance à la compression  $f_c$  obtenues à partir des essais sur des éprouvettes confectionnées avec le BCR issu de la centrale de fabrication. Nous procédons à l'analyse statistique de ces valeurs et nous ajustons une loi normale correspondant à la variabilité du paramètre à l'échelle locale (Figure 8-42 - cf. § 6.2.4). Cette analyse permet de déterminer la dispersion de la résistance à la compression à l'échelle locale :  $\sigma^{Locale}(f_c) = 1,0 \text{ MPa}$ .

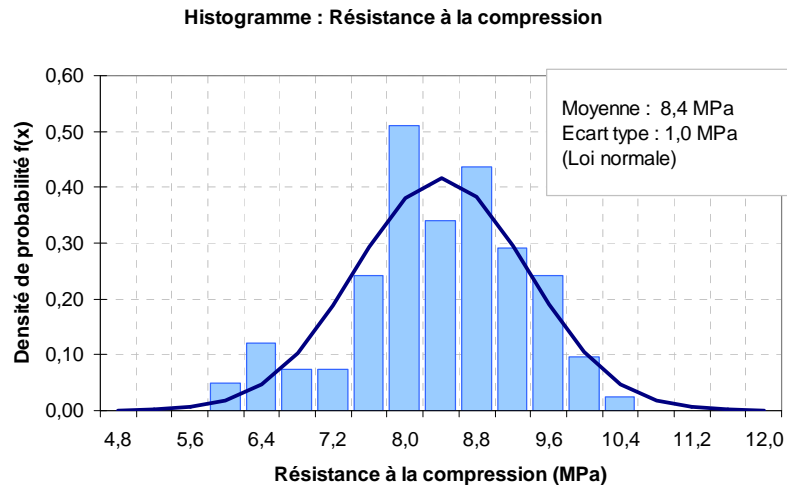


Figure 8-42 : Histogramme de  $f_c$  issu du barrage étudié.

A l'échelle d'une couche, la dispersion de la résistance à la compression est obtenue en retenant l'hypothèse de la conservation des rapports de dispersion entre le poids volumique et la résistance à la compression. L'étude de la variabilité de la résistance à la compression du BCR est synthétisée à la Figure 8-43 :

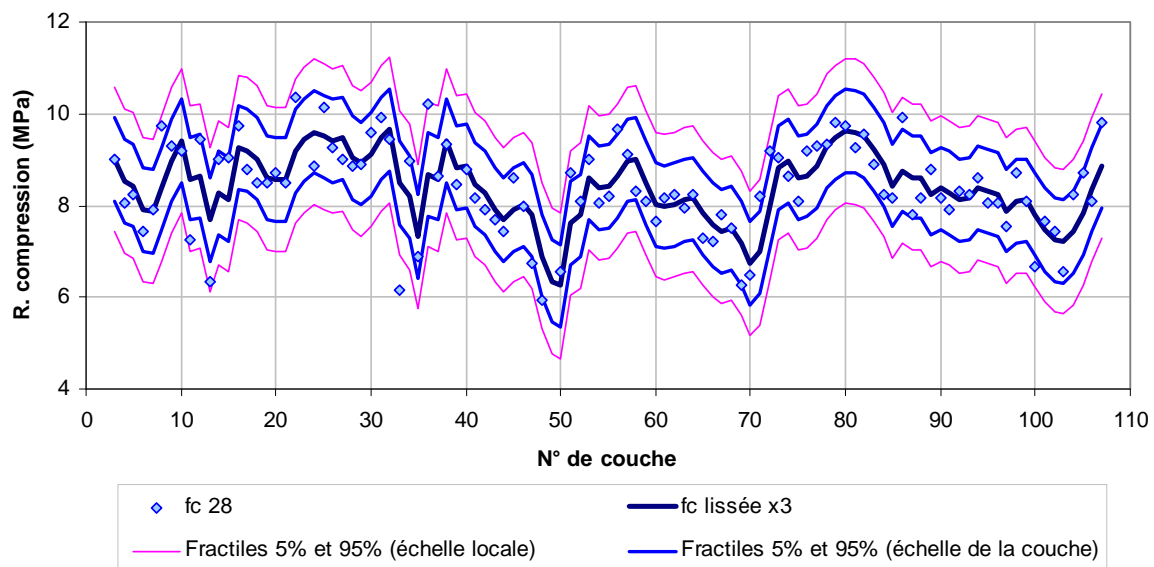


Figure 8-43 : Variabilité de la résistance à la compression aux échelles locale et de la couche.

#### Modélisation probabiliste de la résistance à la traction

Le barrage étudié n'a fait l'objet d'aucun essai de résistance à la traction. La Figure 8-44 gauche présente les densités de probabilité adoptées pour chaque référence bibliographique disponible traitant du ratio  $f_t/f_c$ . La Figure 8-44 droite montre la loi de probabilité ajustée à la densité de probabilité issue de l'unification de données relatives aux reprises de bétonnage (cf. § 6.2.5).

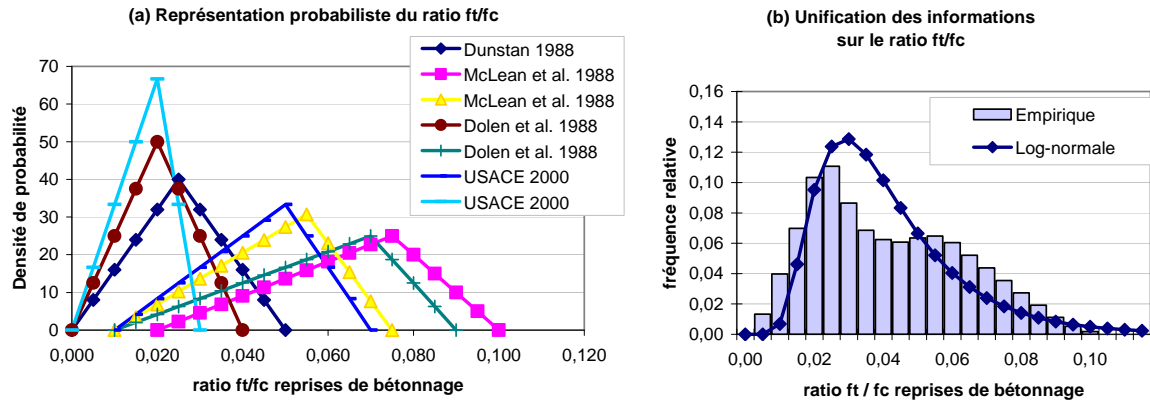


Figure 8-44 : Modélisation probabiliste du ratio  $f_{t_{\text{bcr\_reprise}}} / f_c$  par unification de données recueillies dans la littérature.

La loi de probabilité de la résistance à la traction  $f_t$  (dans le BCR et aux reprises) est obtenue par le produit de la loi de probabilité du ratio  $f_t/f_c$  et de la loi de  $f_c$ .

Le produit des lois de probabilité est réalisé par simulation de Monte Carlo. Les résultats des calculs pour la résistance à la traction aux reprises sont présentés à la Figure 8-45 à l'échelle locale.

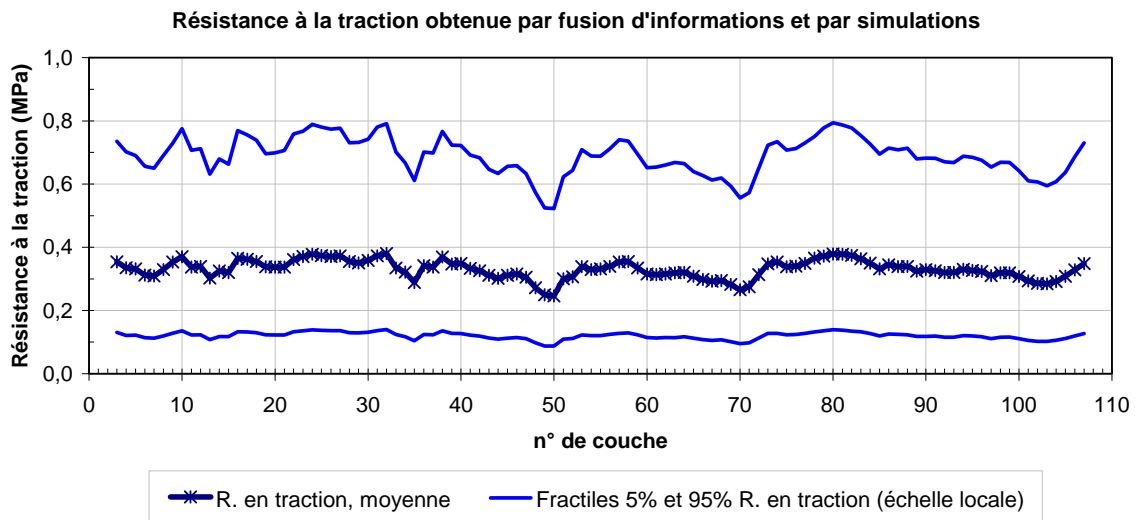
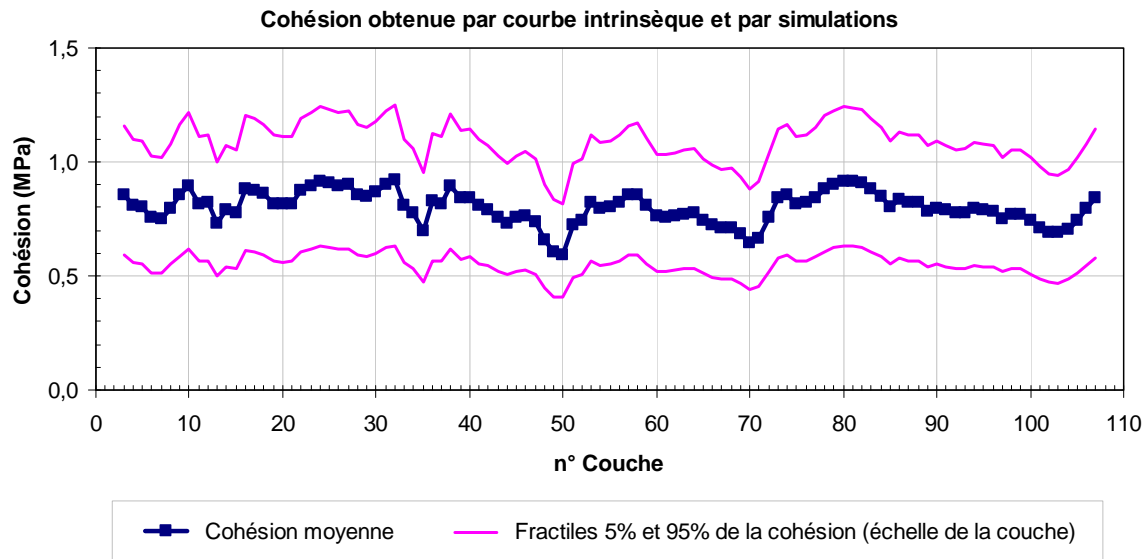


Figure 8-45 : Variabilité de la résistance à la traction de  $f_t$ -reprise BCR à l'échelle locale.

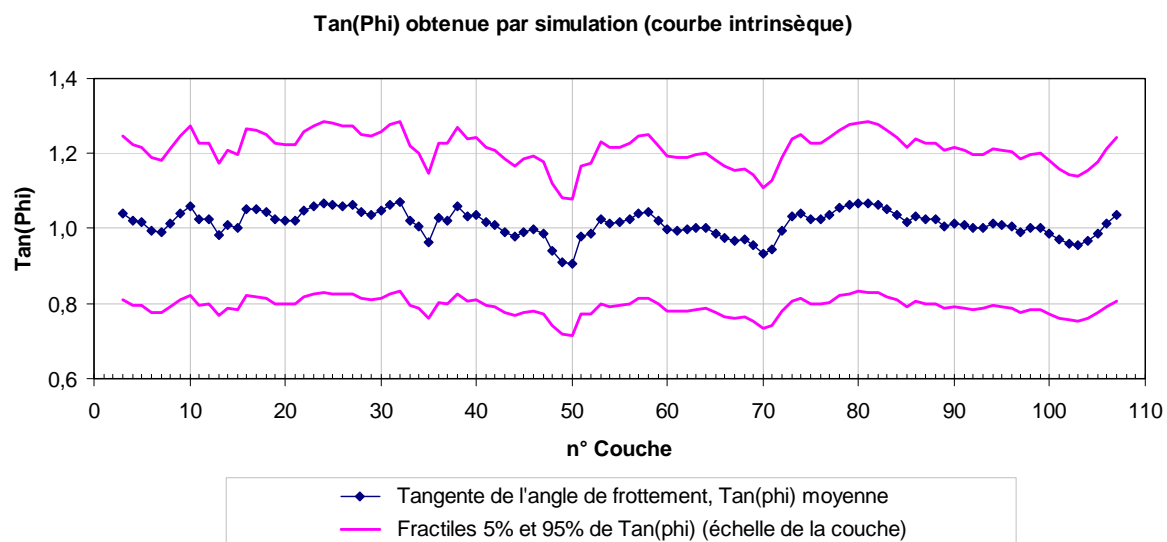
### Modélisation probabiliste de la résistance au cisaillement

N'ayant pas d'essai de cisaillement disponible, la variabilité des paramètres de résistance au cisaillement a été estimée à partir de la courbe intrinsèque du BCR et au moyen de simulations de Monte Carlo (cf. § 6.2.6).

Les figures 8-46 et 8-47 montrent les résultats obtenus sur les paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne :



**Figure 8-46 : Variabilité de la cohésion  $C$  à l'échelle de la couche pour le barrage étudié.**



**Figure 8-47 : Variabilité du frottement,  $\tan \varphi$ , à l'échelle de la couche pour le barrage étudié.**

### ***C) Modélisation probabiliste du niveau de la retenue en crue***

Pour la modélisation probabiliste du niveau de la retenue en période de crue, nous disposons de la distribution probabiliste des débits de crues obtenue à partir de la méthode du Gradex (§ 3.2.2) et de la crue de projet adoptée pour le barrage (Figure 8-48).

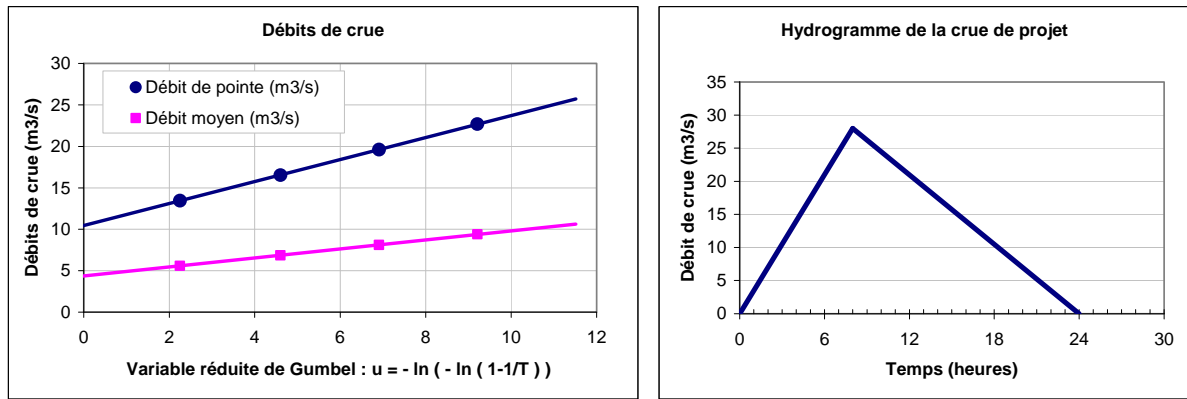


Figure 8-48 : Distribution des débits de crue et l'hydrogramme de projet du barrage étudié.

Nous disposons également des chroniques de remplissage de la retenue pendant l'exploitation de l'ouvrage (Figure 8-49).

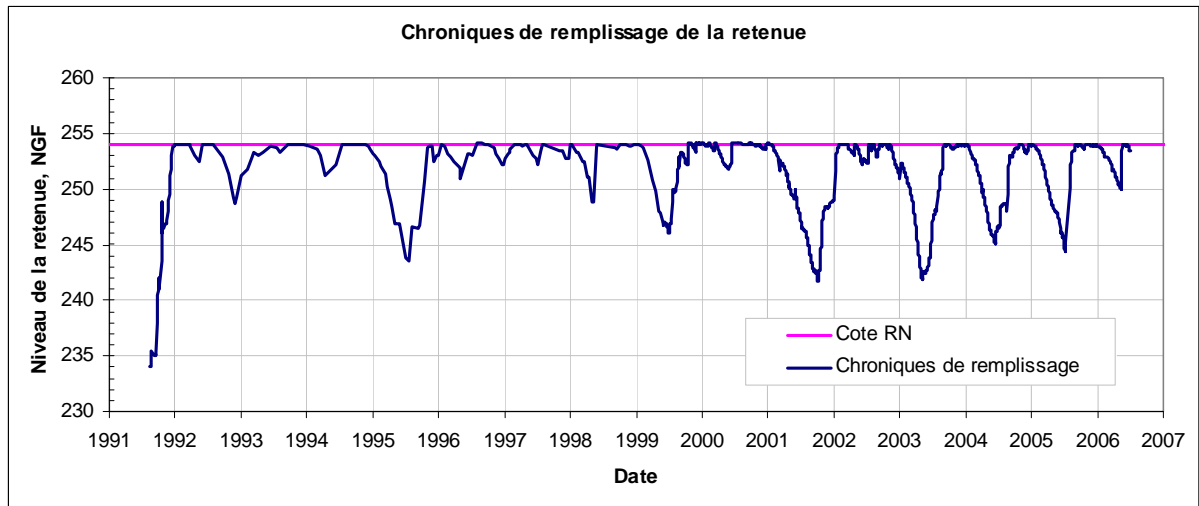


Figure 8-49 : Chroniques de remplissage de la retenue.

### Génération d'hydrogrammes de crue

A partir de la distribution probabiliste des débits de crue et en gardant la forme de l'hydrogramme de projet, il est possible de reconstituer des hydrogrammes pour différentes périodes de retour (Figure 8-50).

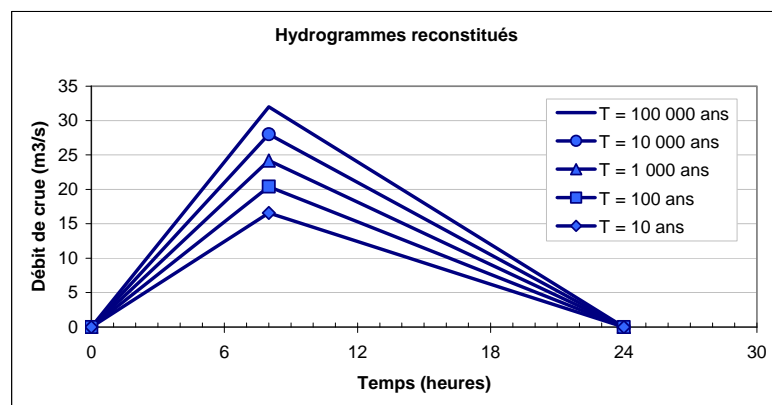
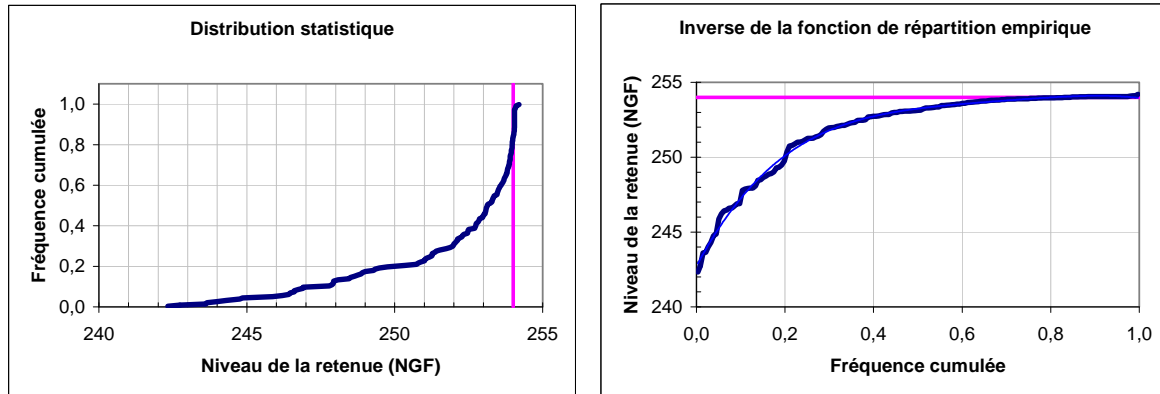


Figure 8-50 : Hydrogrammes reconstitués pour différentes périodes de retour.



Tirage aléatoire de la cote initiale de la retenue

L'analyse statistique des chroniques de remplissage permet d'obtenir la distribution statistique (Figure 8-51, gauche) et la fonction inverse de la fonction de répartition empirique de la cote de remplissage de la retenue (Figure 8-51, droite).

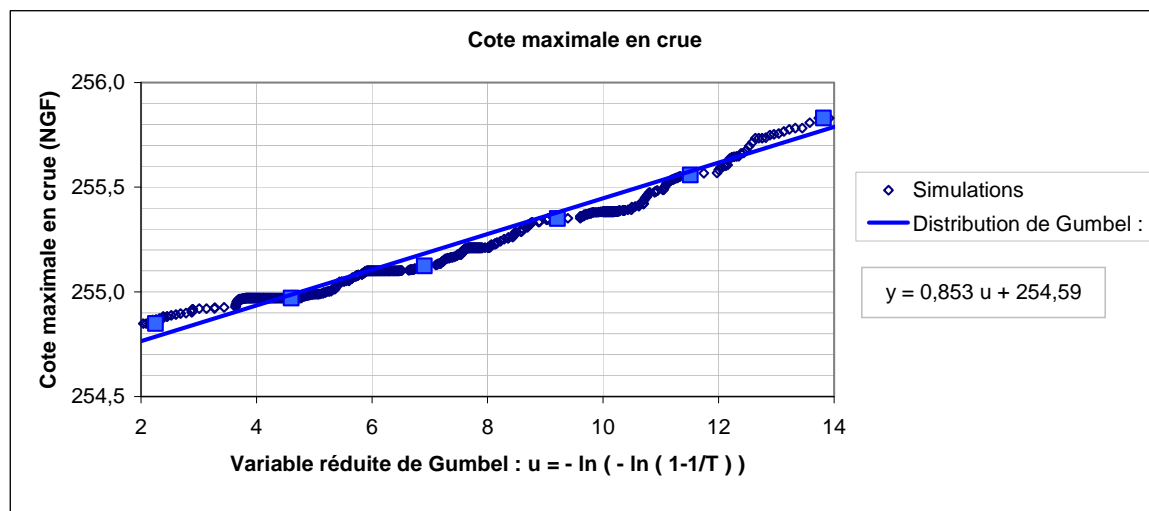


**Figure 8-51 : Distribution statistique et fonction inverse de la fonction de répartition empirique de la cote de remplissage.**

Nous ajustons une fonction analytique (de type polynomial dans ce cas) à l'inverse de la fonction de répartition empirique de manière à faciliter le tirage aléatoire de la cote initiale de la retenue.

Calculs hydrauliques et analyse statistique

Les calculs hydrauliques sont réalisés pour chaque couple « hydrogramme – cote initiale de la retenue » tiré de façon aléatoire. Ces calculs hydrauliques considèrent le laminage de la crue par la retenue et la capacité de l'évacuateur de crues. Ce travail permet d'obtenir la distribution des cotes maximales de la retenue en période de crue (Figure 8-52).



**Figure 8-52 : Distribution des cotes maximales de la retenue en crue.**

Une loi de probabilité est finalement ajustée à la distribution des cotes maximales de la retenue en période de crue.

**D) Evaluation probabiliste des états-limites**Fonctions de performance associées aux états-limites

Nous nous intéressons à l'état-limite de résistance à l'effort tranchant, qui est pris en charge par la fonction de performance  $G_1$  indiquée à l'expression (8.1)

Définitions des variables aléatoires (résistances et sollicitations)

Les variables aléatoires représentant les propriétés du BCR aux différentes échelles spatiales ont été évaluées et présentées dans les paragraphes précédents (§ 8.3.2). A titre d'exemple, le Tableau 8-6 donne les lois de probabilités marginales des propriétés des matériaux obtenues au niveau de la couche inférieure la plus basse du barrage.

**Tableau 8-6 : Lois de probabilité des propriétés du BCR aux différentes échelles pour le barrage étudié.**

Variable aléatoire	Loi de probabilité	Moyenne	Ecart type
Poids volumique (à l'échelle globale), $\gamma_{\text{bcr}}$	Normale	24,05 kN/m <sup>3</sup>	0,02 kN/m <sup>3</sup>
Résistance à la compression (à l'échelle de la couche), $f_c$	Normale	9,0 MPa	0,7 MPa
Résistance à la traction (à l'échelle locale), $f_t$	Log-normale	0,35 MPa	0,20 MPa
Cohésion (à l'échelle de la couche), $C$	Normale, tronquée à 0	0,86 MPa	0,17 MPa
Tangente de l'angle de frottement interne (à l'échelle de la couche), $\tan(\varphi)$	Normale	1,04	0,13

La distribution du niveau de la retenue en crue du barrage étudié est présentée au paragraphe (§ 8.3.3). Pour la modélisation des sous-pressions, nous prenons en compte le rabattement obtenu par le dispositif de drainage qui conduit à une réduction du diagramme des sous-pressions. Dans cette application, les incertitudes sur l'efficacité du système de drainage sont prises en compte par une loi normale représentant le coefficient de rabattement des sous-pressions.

**Tableau 8-7 : Lois de probabilité adoptées pour la modélisation des sollicitations agissant sur le barrage étudié.**

Variable aléatoire	Loi de probabilité	Moyenne	Ecart type
Hauteur d'eau	Gumbel	254,07 m	0,21 m
Coefficient de rabattement du dispositif de drainage	Normale	0,33	0,15

La matrice de corrélation des variables aléatoires a été établie selon les mêmes hypothèses que celles présentées pour l'étude de cas précédente (cf. Tableau 8-5 du § 8.3.1). Elle est présentée au Tableau 8-8 :

**Tableau 8-8 : Matrice de corrélation des variables aléatoires considérées**

Corrélations	Poids volumique à l'échelle du barrage	R. Traction à l'échelle locale	Cohésion à l'échelle de la couche	tan(phi) à l'échelle de la couche	Hauteur d'eau	Drainage
Poids volumique à l'échelle du barrage	1	0	0	0	0	0
R. Traction à l'échelle locale	0	1	0,5	-0,2	0	0
Cohésion à l'échelle de la couche	0	0,5	1	-0,3	0	0
tan(phi) à l'échelle de la couche	0	-0,2	-0,3	1	0	0
Hauteur d'eau	0	0	0	0	1	0
Drainage	0	0	0	0	0	1

### Evaluation de la sécurité structurale

La probabilité de défaillance pour l'état-limite de résistance à l'effort tranchant dans la couche en BCR inférieure du barrage, évaluée au moyen de la méthode FORM et de simulations de Monte Carlo, est présentée au Tableau 8-9 suivant.

**Tableau 8-9 : Evaluation de la sécurité structurale par la méthode FORM et des simulations Monte Carlo**

Etat-limite	$P_f$ (Monte Carlo)	$P_f$ (FORM)	$\beta$ (FORM)
Résistance à l'effort tranchant	$< 1,0 \times 10^{-7}$	$< 1,0 \times 10^{-7}$	$> 7$

Les résultats obtenus par la méthode FORM et les simulations de Monte-Carlo montrent une très faible probabilité de défaillance du barrage étudié vis-à-vis de l'état limite de résistance à l'effort tranchant.

Nous n'avons pas procédé sur cette étude de cas à l'évaluation de la sécurité structurale des couches de BCR supérieures. En effet pour ces couches supérieures, les valeurs de probabilité de défaillance sont extrêmement faibles, et correspondent à des paramètres de résistance et de sollicitations sans signification physique.

### 8.3.3 *Synthèse sur l'analyse de fiabilité appliquée à des barrages-poids*

Les applications réalisées sur deux études de cas de barrage-poids en BCR en service montrent l'applicabilité de l'ensemble de la démarche proposée. Notre travail n'a pas apporté de connaissances nouvelles sur les méthodes de fiabilité, mais à consister à mettre en œuvre les méthodes classiques de la fiabilité FORM et les simulations de Monte Carlo.

Le premier intérêt d'une analyse de fiabilité au regard des pratiques classiques de l'ingénierie est l'évaluation de la sécurité structurale de l'ouvrage en prenant en compte la variabilité des résistances et des sollicitations dans un cadre probabiliste. Le deuxième intérêt est l'évaluation de la sensibilité de la sécurité structurale aux différentes variables aléatoires :

- parmi les 3 actions principales agissant sur les barrages poids (l'action hydrostatique amont représentée par la hauteur d'eau, l'action des sous-pressions représentée par le drainage, le poids propre représenté par le poids volumique), l'action hydrostatique amont est apparue logiquement prépondérante sur la sécurité structurale.
- parmi les variables de résistance, les paramètres de cohésion et, à un moindre niveau, de résistance à la traction sont prépondérants.

<h2>8.4 Synthèse générale des applications</h2>
---

Nous avons appliqué les méthodes proposées dans notre thèse pour cinq cas de barrages en service : 2 barrages pour la modélisation probabiliste des résistances du corps du barrage, 3 barrages pour la modélisation probabiliste de l'action hydrostatique et 2 barrages pour l'ensemble des méthodes.

### 8.4.1 *Modélisation probabiliste des propriétés des matériaux*

Les deux barrages-poids en BCR analysés présentaient les mêmes types des données disponibles pour la mise en œuvre des méthodes proposées pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps du barrage.

L'analyse statistique des mesures du poids volumique a montré l'importance de la prise en compte des différentes échelles spatiales de variabilité : l'incertitude sur la valeur moyenne d'une couche est inférieure à la variabilité observée à l'échelle locale et l'incertitude sur la densité moyenne à l'échelle globale du barrage diminue considérablement par rapport à celle associée à l'échelle d'une couche. Ces résultats sont du même ordre de grandeur pour les deux barrages analysés.

La méthode d'unification d'informations utilisée pour la modélisation probabiliste de la résistance à la traction a fait appel à plusieurs critères subjectifs, mais constitue néanmoins une solution adaptée pour intégrer toutes les informations disponibles et pour pallier le manque d'essais disponibles. La principale difficulté rencontrée a porté sur la faible quantité de résultats disponibles dans la littérature sur la résistance à la traction des zones de reprises de bétonnage.

La formulation physique et analytique de la courbe intrinsèque proposée pour le BCR a permis d'estimer les paramètres de résistance au cisaillement du corps du barrage et d'évaluer les corrélations statistiques entre les différents paramètres de résistance.

Au final, la démarche proposée s'avère applicable et répétable pour les barrages-poids en BCR, et peut être utilisée de façon opérationnelle en ingénierie, notamment dans le cadre d'études de dangers (décret 11 décembre 2007). Elle permet de valoriser toutes les informations disponibles, issues de la conception, de la construction et de l'exploitation du barrage.

#### **8.4.2    *Modélisation probabiliste de l'action hydrostatique***

Les méthodes proposées pour la modélisation probabiliste de l'action hydrostatique ont été testées sur trois applications de barrages présentant des modes de gestion et des caractéristiques de bassins versants différents.

Les enseignements des applications des méthodes proposées peuvent être résumés de la façon suivante :

- (i) la prise en compte de la variabilité des scénarios de crue (méthode SHYPRE) conduit à augmenter le niveau maximum de la retenue en crue par rapport à une démarche classique ;
- (ii) la méthode basée sur les hydrogrammes de projet ne change pas les distributions des cotes de remplissage de la retenue, mais permet de proposer un cadre probabiliste pour modéliser les sollicitations hydrostatiques ;
- (iii) la prise en compte de la variabilité des cotes de remplissage de la retenue est intéressante dès lors que le barrage a un mode de fonctionnement saisonnier ou un marnage important du plan d'eau ; elle conduit alors à un niveau de la retenue en période de crue moins élevé.

Les méthodes développées proposent un cadre probabiliste pour la modélisation de l'action hydrostatique dans une étude de fiabilité de barrages.

#### **8.4.3    *Modélisation probabiliste de la performance***

Notre travail n'a pas apporté de connaissances nouvelles dans le domaine des calculs de fiabilité et nous avons utilisé les méthodes classiques disponibles (FORM et simulations de Monte Carlo).

La modélisation probabiliste des résistances et des sollicitations a alimenté des analyses de fiabilité sur deux applications de barrage-poids en BCR en service. Elles ont montré l'applicabilité de l'ensemble de la démarche : elles aboutissent à l'évaluation de la fiabilité des couches de ces ouvrages vis-à-vis de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant en tenant compte de la variabilité des résistances et des sollicitations, et à la connaissance de la sensibilité de la sécurité structurale aux variables aléatoires.

La fiabilité structurale des barrages-poids a été traitée essentiellement au niveau des couches de reprise de bétonnage ; le passage à la fiabilité du système relative au corps du barrage doit intégrer l'ensemble des couches et n'a pas été traité complètement dans la thèse. Toutefois, nous avons remarqué qu'elle est essentiellement gouvernée par la fiabilité de la couche la plus fragile, pour laquelle nous avons proposé des méthodes pour son évaluation.

## 9 Valorisation

Ce travail de thèse a porté sur l'évaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages-poids. Dans ce cadre, les méthodes développées concernent principalement la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps du barrage et de l'action hydrostatique.

La valorisation de ces méthodes est présentée dans ce chapitre sous deux angles :

- la proposition de recommandations pour la phase de réalisation d'un barrage en vue d'engager une évaluation fiabiliste de la sécurité de l'ouvrage ;
- le développement de deux modules informatiques pour l'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique et de la sécurité structurale vis-à-vis des états-limites d'un barrage-poids. Ces modules, trouvent une application immédiate dans le cadre d'études de dangers et une application à court terme sur la calibration des coefficients partiels dans une démarche semi-probabiliste.

### 9.1 Proposition de recommandations

Le développement et la mise en œuvre des méthodes proposées sur des cas de barrages en service ont mis en évidence plusieurs aspects qui pourraient être adoptés (sous la forme de recommandations) par l'ingénierie traditionnelle en vue de s'engager vers une évaluation fiabiliste de la sécurité d'un barrage en service. Ces recommandations concernent principalement le contrôle des matériaux :

***Faible intérêt d'augmenter la fréquence des essais de densité réalisés lors du contrôle du compactage :***

La pratique traditionnelle considère une fréquence d'essais de densité lors du contrôle du compactage de l'ordre de 1 essai pour 200 m<sup>3</sup> de BCR mis en place. Cela se traduit par un espacement entre les mesures de 25 m (par 25 m) environ pour une couche de 0,30 m d'épaisseur.

A partir de la prise en compte des différentes échelles spatiales de dispersion, le nombre de mesures de densité réalisées lors du contrôle du compactage s'avère suffisant pour l'estimation d'une valeur moyenne et pour la réduction de l'incertitude (écart-type) pesant sur l'estimation de cette valeur moyenne à l'échelle globale du barrage. Ceci a été constaté pour les deux barrages analysés : la dispersion des mesures à l'échelle locale (de l'ordre de 0,25 kN/m<sup>3</sup>) diminue considérablement à l'échelle globale du barrage (de l'ordre de 0,02 kN/m<sup>3</sup>). Compte tenu de cette très faible dispersion, une analyse plus approfondie de la forme de la distribution de probabilité ne présente pas un intérêt essentiel.

Ces éléments permettent donc d'affirmer le faible intérêt, pour une modélisation probabiliste, d'augmenter la fréquence des essais de densité réalisés lors du contrôle du compactage.

***Repérer la position de chaque essai réalisé in situ : carottages et mesures du contrôle de compactage :***

L'identification de la position de chaque essai réalisé in situ permet d'évaluer des corrélations entre les différentes propriétés du BCR. Nous avons constaté, à travers les études de cas, que ce repérage n'était pas réalisé nécessairement avec une grande précision.

En particulier, dans le cas où de nombreuses mesures de densité sont réalisées lors du contrôle du compactage, un schéma indiquant la position et la distance entre les différentes mesures réalisées au sein d'une couche permettrait d'alimenter une analyse géostatistique et, de ce fait, d'évaluer une éventuelle corrélation spatiale.

***Effectuer des mesures de densité au gammadensimètre à proximité des zones qui feront l'objet de carottages :***

Le gammadensimètre donne une mesure de la densité humide du béton mis en place, une mesure de teneur en eau et une valeur de la densité sèche calculée à partir de ces deux mesures. Le béton durci présente une densité intermédiaire entre la densité humide du béton frais et sa densité sèche, car une partie de l'eau intervient dans le phénomène de prise et une autre partie s'évapore.

Dans l'objectif d'améliorer la connaissance du poids propre du barrage, il est important d'évaluer la distribution des densités du béton durci au niveau global du barrage. Pour cela, il serait intéressant de pouvoir connaître l'écart entre la densité mesurée au gammadensimètre et la densité du béton durci (mesurée sur les carottes).

La mesure de l'écart entre les densités mesurées au gammadensimètre et celles du béton durci permettrait de renseigner a posteriori sur la qualité du curage de la surface d'une couche et de corriger les mesures provenant du gammadensimètre. Par ailleurs, si l'on disposait de plusieurs points de comparaison, cet écart pourrait être également traité comme une variable aléatoire.

***Réaliser plusieurs carottages pour chaque composition ou configuration de BCR considéré dans les planches d'essais :***

Pour l'évaluation de la variabilité des propriétés mécaniques du BCR au sein des différentes couches, il n'est pas raisonnable de prélever de nombreuses carottes dans toutes les couches du barrage. Par ailleurs, les éprouvettes confectionnées avec le béton prélevé à la centrale de fabrication peuvent difficilement reproduire les conditions de mise en place du béton. Des renseignements permettant de réduire les incertitudes liées à ces manques de données et de reproductibilité peuvent être obtenus lors des planches d'essais.

Les résultats d'essais effectués sur des carottes issues des planches d'essais permettent d'estimer l'écart entre les propriétés du béton prélevé à la centrale et celles mesurées sur les planches d'essais. L'évaluation de cet écart présente un intérêt particulièrement important lorsque l'on dispose uniquement des propriétés mécaniques du béton prélevé à la centrale.

La disponibilité de plusieurs résultats d'essais réalisés dans une même couche de BCR permettrait également de tester ou de remplacer l'hypothèse relative à la conservation du rapport des dispersions à l'échelle locale et à l'échelle d'une couche (§ 6.2.4).

***Réaliser quelques essais de résistance à la traction et au cisaillement dans la zone de reprise de bétonnage :***

Ce sont les paramètres qui sont marqués des incertitudes les plus importantes, pour lesquels les essais présentent des difficultés d'exécution et une dispersion plus importante que lors d'essais réalisés sur le béton en masse.

Des essais de résistance à la traction et au cisaillement dans la zone de reprise de bétonnage (réalisés en laboratoire) permettraient de mieux estimer la valeur moyenne de ces propriétés.

## **9.2 Développement de modules informatiques**

Ce paragraphe présente deux modules opérationnels développés au cours de notre travail de thèse : un module d'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique et un module d'évaluation probabiliste des état-limites. Ces modules, développés sous tableur Excel, visent à réaliser des analyses rapides pour des cas simples.

### **9.2.1 Module d'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique**

Ce module permet de modéliser l'action hydrostatique en fonction des hydrogrammes de crue déterminés par une étude hydrologique traditionnelle, avec prise en compte de la variabilité du niveau de la retenue. Il s'agit d'un classeur Excel avec 7 feuilles de calculs dont les 4 premières permettent la saisie des données d'entrée et les 3 dernières réalisent les calculs proprement dits :

- Feuille 1 (Chr\_Hi) : saisie des chroniques de remplissage de la retenue d'un barrage et calcul des moyennes mensuelles ;
- Feuille 2 (Cuvette) : saisie de la géométrie de la cuvette (volume de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau) ;
- Feuille 3 (Evacuateur) : saisie de la capacité des évacuateurs de crues (débits évacués en fonction de la cote du plan d'eau) ;
- Feuilles 4 (Hydrogrammes) : saisie du nombre d'hydrogrammes disponibles, des débits de crue en fonction du temps et de la période de retour associée à chaque hydrogramme ;
- Feuille 5 (Gumbel) : lancement des calculs pour l'attribution des probabilités d'occurrence des hydrogrammes selon la discrétisation de l'espace de Gumbel ;
- Feuille 6 (Laminage) : lancement des calculs hydrauliques pour la détermination des niveaux de la retenue en période de crue ;
- Feuille 7 (Agréger) : lancement des calculs des probabilités d'occurrence, des probabilités de non-dépassement et de périodes de retour associées aux niveaux maximum de la retenue en période de crue.

La configuration de ces feuilles est présentée dans l'annexe C.



### 9.2.2 *Module d'évaluation probabiliste des états-limites*

Ce module permet de réaliser une analyse de fiabilité FORM pour l'évaluation probabiliste des états-limites d'un barrage-poids. Il s'agit d'un tableur Excel organisé de la façon suivante :

- Feuille 1 (Données) : saisie des données géométriques du barrage et des variables aléatoires d'entrée (propriétés des matériaux et des actions) ;
- Feuille 2 (Déterministe) : analyse déterministe classique pour l'évaluation des états-limites (cette feuille n'intervient pas dans l'analyse de fiabilité) ;
- Feuille 3 (Analyses et résultats) : lancement d'une analyse de fiabilité et affichage des résultats obtenus ;
- Feuilles 4, 5 et 6 (TI, EL et FORM) : réalisation de la transformation isoprobabiliste (TI), évaluation de l'état-limite considéré (EL) et exécution de l'algorithme de recherche du point de conception (FORM).

Ces feuilles sont présentées dans l'annexe C.

La première version de notre module permet de modéliser les variables aléatoires suivantes : le poids volumique, la résistance à la traction, la cohésion, la tangente de l'angle de frottement interne, le niveau du plan d'eau amont et l'efficacité du dispositif de drainage. Ces variables sont caractérisées par leur loi de probabilité marginale et par la matrice de corrélation.

Les résultats obtenus par ce module correspondent à l'indice de fiabilité FORM (Bêta), la probabilité de défaillance (Pf), l'évaluation de la fonction de performance (H), les coordonnées du point de conception dans l'espace physique et dans l'espace normé, et les cosinus directeurs (alpha) du point de conception à partir desquels on évalue les sensibilités.

Ces modules peuvent être utilisés en ingénierie opérationnelle mais aussi en pédagogie pour la formation des ingénieurs.

<b>9.3 Synthèse</b>
---------------------

La valorisation des méthodes proposées a porté sur : (i) la proposition de recommandations pour la phase de réalisation d'un barrage en vue d'engager une évaluation fiabiliste de la sécurité de l'ouvrage, et (ii) le développement de deux modules pour l'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique et des états-limites d'un barrage-poids.

Les études de dangers et la calibration des coefficients de modèle dans le cadre d'une méthode semi-probabiliste aux états-limites (projet du CFBR – cf. § 3.4) [CFBR 2006] constituent des champs d'application à court terme des méthodes et outils proposés.

## Conclusion

Les barrages sont des ouvrages induisant un fort risque technologique. Récemment, la réglementation en France relative à la sûreté des ouvrages hydrauliques (décret du 11 décembre 2007) a introduit les études de dangers, les revues de sûreté, les démarches d'analyse de risques et les démarches probabilistes dans l'évaluation des grands barrages. Or, les barrages sont restés à l'écart des règlements semi-probabilistes appliqués aux ouvrages d'art et leur sécurité structurale est traditionnellement évaluée de façon déterministe. Parmi ces ouvrages, les barrages-poids constituent une partie essentielle du parc mondial et français et présentent en outre des risques accrus du fait de la soudaineté de leur défaillance.

Dans ce contexte, notre recherche a consisté à développer des méthodes probabilistes pour évaluer la sécurité structurale des barrages-poids, en mobilisant toutes les informations disponibles. Il s'agissait de proposer des méthodes pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux et des actions hydrauliques, ces deux dernières constituant les données d'entrée pour une analyse de fiabilité.

Sur le plan scientifique, nos premiers résultats concernent la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux des corps des barrages-poids en béton. Ils comportent une démarche et des méthodes pour évaluer les distributions probabilistes des propriétés des bétons BCR et BCV, notamment les paramètres de résistances au cisaillement. Les méthodes ont été développées à différentes échelles spatiales, cohérentes avec l'étendue des matériaux qui gouvernent les états-limites. Elles mettent en œuvre : i) l'analyse des dispersions des propriétés des matériaux aux différentes échelles spatiales, en fonction des états-limites concernés ; ii) l'analyse statistique des paramètres de contrôle de compactage et de résistance à la compression ; iii) la fusion des données pour l'évaluation de la variabilité de la résistance à la traction ; iv) l'utilisation d'une formulation physique du critère de résistance au cisaillement du béton pour l'étude de la variabilité de la résistance au cisaillement. Notre travail a eu pour impératif de s'adapter à la faible quantité de données disponibles sur les paramètres qui interviennent dans les conditions d'états-limites, et donc, s'est efforcé de mobiliser toute l'information disponible.

Notre deuxième famille de résultats concerne la modélisation probabiliste des actions hydrostatiques. Les méthodes développées présentent deux principaux aspects innovants : (i) la prise en compte de multiples scénarios de crues à partir d'une méthode basée sur les hydrogrammes de projet issus d'études hydrologiques et à partir d'une méthode basée sur un générateur stochastique d'événements hydrologiques ; (ii) la prise en compte de la variabilité de la cote de la retenue avant l'occurrence d'un événement hydrologique. Nos méthodes permettent d'évaluer la distribution des cotes de remplissage d'un barrage et sont applicables pour tout type de barrage (poids, voûte ou remblai).

Plusieurs applications à des études de cas de barrages-poids en service ont permis d'apprécier l'applicabilité et l'intérêt des méthodes proposées. L'analyse critique des applications met en évidence les principaux éléments suivants :

i) les applications relatives à la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux du corps du barrage donnent les dispersions des propriétés des matériaux en fonction des différentes échelles spatiales et montrent ainsi l'importance de la prise en compte de l'échelle spatiale de variabilité. Notre recherche a valorisé toutes les informations disponibles relatives aux propriétés des matériaux, mais a nécessité l'adoption d'hypothèses simplificatrices aux différentes étapes pour lever certains verrous : conservation des rapports de dispersion entre les paramètres aux différentes échelles spatiales, choix de la valeur moyenne de la résistance à la compression par technique de lissage, définition d'une distribution possibiliste pour la détermination de la résistance à la traction.

ii) les applications relatives à la modélisation probabiliste des actions hydrostatiques montrent l'intérêt de la prise en compte de la variabilité des scénarios de crue et de la variabilité des cotes de remplissage de la retenue. En développant des méthodes permettant de modéliser les distributions de remplissage de la retenue, notre travail a apporté ici le lien manquant entre les sciences hydrologiques où les méthodes probabilistes sont apparues il y a de nombreuses années, et le génie civil des barrages où la pratique est restée déterministe.

iii) la fiabilité structurale des barrages-poids a été traitée essentiellement au niveau des couches de reprise de bétonnage ; le passage à la fiabilité du système, relative au corps du barrage, doit intégrer l'ensemble des couches et n'a pas été traité complètement dans la thèse. Toutefois, nous avons remarqué qu'elle est essentiellement gouvernée par la fiabilité de la couche la plus fragile, pour laquelle nous avons mis en œuvre des méthodes pour son évaluation.

La valorisation des méthodes développées s'est traduite par : (i) la proposition de recommandations relatives à la phase de réalisation d'un barrage en vue d'engager une évaluation fiabiliste de la sécurité de l'ouvrage, et (ii) le développement de deux modules informatiques pour l'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique et des états-limites d'un barrage-poids. Ces derniers modules trouvent une application opérationnelle immédiate dans le cadre d'études de dangers, et à court terme, dans le cadre de la calibration des coefficients de modèle des méthodes semi-probabilistes aux états-limites.

Des perspectives de recherche sont apparues au cours de notre travail et devraient être engagées à différentes échéances.

A court terme, notre travail sera poursuivi par une recherche portant, d'une part sur l'étude de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses et des interfaces fondation-barrage pour les barrages-poids, et d'autre part sur l'intégration de cette variabilité pour une évaluation probabiliste des ouvrages. L'objectif serait de montrer qu'il est possible d'évaluer la fiabilité structurale des fondations et de l'interface des barrages-poids à partir d'une analyse de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux qui les constituent et du socle rocheux qui les supporte. Cette analyse de variabilité devra intégrer toutes les sources de connaissance disponibles. Enfin, pour évaluer la fiabilité globale du barrage en tenant compte de l'ensemble des couches (ou levées), de l'interface avec la fondation et de la fondation elle-même, il sera nécessaire de proposer des développements pour évaluer la fiabilité du système considéré dans sa globalité (barrage et sa fondation).

Une perspective prometteuse nous semble devoir être mentionnée à travers l'utilisation des essais de caractérisation non destructifs. Dans notre travail, les données disponibles ont correspondu principalement à des contrôles de densité réalisés en phase de construction du barrage et les résistances mécaniques sont évaluées par des essais destructifs. Or, les essais de

caractérisation non destructifs commencent à trouver une place importante dans le contrôle de barrages et ils présentent un potentiel intéressant pour la caractérisation de la variabilité spatiale des propriétés des matériaux, aux différentes échelles.

A moyen terme, les travaux réalisés permettent d'entrevoir des perspectives sur les barrages en remblai. En effet, même si les matériaux sont très différents des bétons sur le plan de leurs hétérogénéités et de leurs variabilités, même si les états-limites des barrages en béton sont également différents de ceux des barrages en remblai, certaines méthodologies développées dans notre thèse pourraient être transposées ou adaptées aux géo-ouvrages : l'analyse géostatistique des paramètres tels que les classes granulométriques, les teneurs en eau et les densités, l'analyse de leur variabilité aux différentes échelles spatiales, etc.

Enfin, d'autres pistes d'amélioration de l'évaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages de toute nature (poids béton ou en géomatériaux) ont été entrevues : l'évaluation de l'action sismique, la modélisation des sous-pressions en intégrant les données d'auscultation et leur analyse statistique, l'utilisation de modèles mécaniques plus complexes tels que ceux basés sur la méthode des éléments finis...

## Bibliographie

- [ACI 1988] “Roller Compacted Mass Concrete”. ACI Materials Journal. 1988. 64p. Report ACI 207.58.
- [ANCOLD 2003] ANCOLD, 2003. Guidelines on Risk Assessment. October 2003.
- [ANCOLD 1991] ANCOLD. Guidelines on design criteria for concrete gravity dams. Australian National Committee On Large Dams. Novembre 1991.
- [Arnaud et al. 1997] ARNAUD P., LAVABRE J. Simulation du fonctionnement hydrologique d'un bassin versant: application à la conception et à la gestion d'un barrage. Ingénieries – EAT (10) 43-54
- [Arnaud et al. 2000] ARNAUD P., LAVABRE J. La modélisation stochastique des pluies horaires et leur transformation en débits pour la détermination des crues. Revue des Sciences de l'Eau. Volume 13 – n°4/2000, pages 431-452.
- [Arnaud et al. 2002] ARNAUD P., LAVABRE J. Coupled rainfall model and discharge model for flood frequency estimation. Water Resources Research, Vol. 38, n°6, p1075, 2002
- [BaCaRa 1989] « Le béton compacté au rouleau, les barrages en BCR, Projet National BaCaRa ». Rapport d'études de la 1<sup>re</sup> tranche, documents N° : 89-2, 89-3-1/4, 89-3-2/4, 89-3-4/4, 89-4, 89-5, 89-8, 89-9, 89-12. Paris, 1989.
- [BaCaRa 1996] « Le béton compacté au rouleau, les barrages en BCR, Projet National BaCaRa 1988-1995 ». Paris : Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1996. 200 p.
- [Baillargeon 2005] BAILLARGEON S. « Le krigeage : revue de la théorie et application à l'interpolation spatiale de données de précipitations ». Mémoire de M.Sc. de l'Université Laval, 2005. 102p.
- [Barthélemy et al. 2004] BARTHELEMY F., MARTIN X., NICOLAZO J-L., 2004. « La réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues ». Conseil Général des Mines et Inspection Général de l'Environnement. Paris, 2004. 59 p.
- [Bécue et al. 1999] BECUE J-P., CARLIER D., CARRE J-E., CLERIN J., DELORME F., GIRARD M., HO TA KHANH M., PICHAVANT P., 1999. Behaviour of French RCC dams built between 1987 and 1994. In : International Symposium on Roller Compacted Concrete Dam, China 1999, 16 p.
- [Beşer 2005] BEŞER Mehmed. “A study on the Reliability-Based Safety Analysis of Concrete Gravity Dams”. M.Sc. thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, Turkey, 171p.
- [Blazkova et al. 1997] BLAZKOVA S., BEVEN K., 1997. “Flood frequency prediction for data limited catchments in the Czech Republic using a stochastic rainfall model and TOPMODEL”. Journal of Hydrology (195), p256-278, 1997.
- [Breitung 1984] BREITUNG K., 1984. Asymptotic approximations for multinormal integrals. Journal of Engineering Mechanics Div., ASCE, vol 110 n°3, p357-366, 1984.
- [Cadavid et al. 1991] CADAVID L., OBEYSEKERA J.T.B. and SHEN H.W., 1991. “Flood frequency derivation from kinematic wave”. Journal of Hydraulic Engineering, 117 (4) 489-510.
- [Calgaro 1996] CALGARO J.A. Introduction aux Eurocodes – sécurité des constructions et bases de la théorie de la fiabilité. Paris : Presses de l'ENPC, 200 p.

- [Cantet et al. 2007] CANTET P., ARNAUD P. « Impact du changement climatique sur le risque hydrologique ». 13<sup>ème</sup> Congrès Mondial de l'Eau. 1-4 septembre 2008, Montpellier, France, CDRom (13p).
- [Carrère 1996] CARRERE A. Barrages. Article Techniques de l'ingénieur, C 5 555, 1996, 25 p.
- [Carol et al. 1997] CAROL I., PRAT P., LOPEZ C. "Normal Shear Cracking Model Application to Discrete Crack Analysis". In Journal of Engineering Mechanics. ASCE, 1997 Vol.123 No. 8. pp 765-773.
- [Carvajal et al. 2009a] CARVAJAL C., PEYRAS L., BACCONNET C., BECUE J-P. Probability Modelling of Shear Strength Parameters of RCC Gravity Dams for Reliability Analysis of Structural Safety. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2009 vol.13 No.1, pp.91-119.
- [Carvajal et al. 2009b] CARVAJAL C., PEYRAS L., ARNAUD P., BOISSIER D., ROYET P., 2009. Probabilistic Modelling of Flood Water Level for Dam Reservoirs. Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, 2009, vol.14, No.3, 2009, p. 223-232.
- [Carvajal et al. 2009c] CARVAJAL C., PEYRAS L., ARNAUD P., BOISSIER D., ROYET P., 2009. Assessment of Hydraulic Load Acting on Dams including Filling Variability and Stochastic Simulations. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2009, Vol.13 No.4, pp.399-411.
- [Carvajal et al. 2009d] CARVAJAL C., BECUE J-P., VARON C., PEYRAS L., ROYET P., BOISSIER D., BACCONNET C., 2009. Analyse fiabiliste de la sécurité structurale des barrages poids. Colloque Société Hydrotechnique de France et Comité Français des Barrages et Réservoirs, Paris, CDRom (8p), 20-21 janvier 2009.
- [Carvajal et al. 2008a] CARVAJAL C., BECUE J-P., VARON C., BOISSIER D., BACCONNET C., PEYRAS L. Approche probabiliste pour l'évaluation de la sécurité structurale des barrages-poids. Congrès Lambda-Mu 16, IMdR, CDRom (8p), 6-10 octobre 2008.
- [Carvajal et al. 2008b] CARVAJAL C., PEYRAS L., CLERGUE D., BECUE J-P., VARON C., BACCONNET C., BOISSIER D. Modélisation probabiliste de l'action hydrostatique agissant sur les barrages. 26èmes Rencontres AUGC, Nancy, CDRom (8p), 4-6 juin 2008.
- [Carvajal et al., 2007a] CARVAJAL C., PEYRAS L., BECUE J.P., VARON C, BACCONNET C., CLERGUE D., BOISSIER D., 2007. "Towards a Probabilistic Assessment of Structural Safety of Gravity Dams". In: 7<sup>th</sup> ICOLD European Club and 14<sup>th</sup> German Dam Symposium. Freising, Germany, 17-19 September 2007, pp. 64-69.
- [Carvajal et al., 2007b] CARVAJAL C., PEYRAS L., BECUE J.P., VARON C, BACCONNET C., CLERGUE D., BOISSIER D., 2007. "Towards a Probabilistic Assessment of Structural Safety of Gravity Dams". In: WasserWirtschaft, special numero, 7th ICOLD European club dam symposium, Vol. 10, october 2007, pp. 45-47.
- [Carvajal et al. 2007c] CARVAJAL C., PEYRAS L., BECUE J-P., VARON C., BACCONNET C., BOISSIER D. Vers une approche probabiliste pour l'évaluation de la sécurité structurale des barrages-poids. 25èmes Rencontres AUGC, Bordeaux, CDRom (8p), 23-25 mai 2007.
- [Carvajal et al. 2007d] CARVAJAL C., PEYRAS L., BECUE J-P., VARON C., BACCONNET C., BOISSIER D. Modélisation probabiliste des paramètres de résistance au cisaillement des barrages-poids en béton. Congrès DIAGNOBETON, Aix en Provence, CDRom (4p), 10-11 mai 2007.
- [CEA 1998] Structural Safety of Existing Dams: Influence of Construction Joints. Canadian Electricity Association, april 1998. 201 p. Report CEA N°.9032 G 905.
- [Červenka et al. 1998] ČERVENKA J., CHANDRA J-M. et SAOUMA V. Mixed Mode Fracture of Cementitious Bimaterial Interfaces Part II. Engineering Fracture Mechanics Vol.60, No.1, pp95-107, 1998.

- [CFBR 2006] Recommandations pour la justifications pour la stabilité des barrages-poids. Propositions de recommandations. Comité Français des Barrages et Réservoirs, Groupe de Travail « Calcul de barrages – poids », 2006. 62p.
- [CFGB 2002] Justifications des barrages – poids. Rapport janvier 2002. Comité Français des Grands Barrages, Groupe de Travail « Barrages – poids ».2002. 83p.
- [CFGB 1994] Les crues de projet des barrages : La méthode du Gradex. 18<sup>ème</sup> Congrès ICOLD – N°2 novembre 1994. Comité Français des Grands Barrages, 1994. 96p.
- [CFMR 2000] HOMAND F. et DUFFAUT P. (coord). Manuel de mécanique des roches. Tome 1 : Fondements. Comité Français de Mécanique des Roches. Paris : Presses de l'Ecole des mines, 2000. 265p.
- [Chuhan et al. 2002] CHUHAN Z., GUANGLUN W., SHAOMIN W., et YUEXING D. Experimental Tests of RCC and Nonlinear Fracture Analysis of RCC Dams. In Journal of Materials in Civil Engineering. ASCE, 2002. Vol.14 No. 2. pp 108-115.
- [CCC 2007] CIRIA, CUR, CETMEF. The Rock Manual, The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London, 2007. 1267p.
- [Clergue 2007] CLERGUE D. « Modélisationprobabiliste de l'action hydrostatique agissant sur les barrages ». Mémoire de Génie Civil, LGC/Polytech' Clermont-Ferrand/CEMAGREF, 2007. 99p.
- [Crémona 2003] CREMONA C. (dir.) « Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants ». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.
- [Cusatis et al. 2003] CUSATIS G., BAZANT Z. et CEDOLIN L. Confinement-Shear Lattice Model for Concrete Damage in Tension and Compression: I. Theory. In Journal of Engineering Mechanics. ASCE, 2003. Vol.129 No. 12. pp 1439-1448.
- [Darbre 2000] DARBRE G.R., 2000. Probabilistic safety assessment of dams Large Dams, 20th. Int. Congress, Beijing, Q76-R13, 185-195.
- [De Araujo et al. 1998] DE ARAUJO J.M., AWRUCH A.M., 1998. "Probabilistic finite element analysis of concrete gravity dams". In: Advances in Engineering Software, Vol. 29 No. 2, pp97-104, 1998.
- [De-Rham et al. 1997] DE RHAM A.F., SALMON G.M. 1997. "Probability of failure of a concrete dam under earthquake loading".
- [Dégoutte 2002] DEGOUTTE G. (dir.) « Petits Barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi ». CEMAGREF, 2002. 173 p.
- [Dégoutte et al. 2003] DEGOUTTE G., ROYET P. (dir.) « Sécurité et contrôle des barrages en service ». ENGREF, 2003. 325 p.
- [Der Kiureghian et al. 1986] DER KIUREGHIAN A., LIU P.L., 1986. Structural reliability under incomplete probability information. Journal of Engineering Mechanics, vol 112, n°1, 1986.
- [Ditlevsen et al. 2005] DITLEVSEN O., MADSEN H.O., 2005. Structural Reliability Methods. Coastal, Maritime and Structural Engineering Department of Mechanical Engineering, Technical University of Denmark, 2005. 363p.
- [Dolen et al. 1988] DOLEN T et TAYABJI S. "Bond Strength of Roller Compacted Concrete". In Roller Compacted Concrete II. New York : ASCE, 1988. pp. 170-186
- [Drahushak-Crow et Dolen 1988] DRAHUSHAK-CROW R et DOLEN T. "Evaluation of cores from two RCC gravity dams". In Roller Compacted Concrete II. New York : ASCE, 1988. pp. 203-219.
- [Dunstan 1988] DUNSTAN M. "Whither Roller Compacted Concrete for dam construction ?". In Roller Compacted Concrete II. New York : ASCE, 1988. pp. 294-308.

- [Eagleson 1972] EAGLESON P.S., 1972. "Dynamics of flood frequency". *Water Resources Research*, 8(4), 878-898.
- [El Bouhali 2005] EL BOUHALI K. « Application des méthodes fiabilistes aux barrages en BCR ». Mémoire de Génie Civil, LGC/CUST/CEMAGREF, 2005.
- [Ellingwood et al. 2001] ELLINGWOOD B.R., TEKIE P.B., 2001. "Fragility Analysis of Concrete Gravity Dams". In: *Journal of Infrastructure Systems*, Vol. 7, No. 2, June 2001, pp. 41-48.
- [EPRI 1992] "Uplift Pressures, Shear strength and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams - Final Report". Electric Power Research Institute, EPRI TR-100345, 1992.
- [EWG GD 2004] Sliding Safety of Existing Gravity Dams – Final Report. European Working Group on Gravity Dams, 2004.
- [Favre 2004] FAVRE J-L. Sécurité des ouvrages. Risques. Modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques. Editions Ellipses, 2004. 320p.
- [Fell et al. 2000] FELL R., BOWLES D., ANDERSON L. et BELL G., 2000. "The status of Methods for Estimation of the Probability of Failure of Dams for use in Quantitative Risk Assessment". 20<sup>ème</sup> Congrès des Grands Barrages, Beijing, 2000. Q76-R15, pp.213-235.
- [FERC 2005] Engineering guidelines for evaluation of hydropower projects - Chapter III Gravity Dams. Washington: Federal Energy Regulatory Commission, 2005. 64p. Report No. FERC 0119-2.
- [Francq 1994] FRANCO J., 1994. Sécurité des barrages en service. Quelques techniques de confortement des barrages-poids en maçonnerie illustrées par des exemples. 17p.
- [Fronteddu et al. 1998] FRONTEDDU L., LEGER P. et TINAWI R. Static and Dynamic Behavior of Concrete Lift Joint Interfaces. *Journal of Structural Engineering* Vol.124, No.12, pp.1418-1430, 1997.
- [Gaouar 1997] GAOUAR E. "Approche fiabiliste de la stabilité des barrages en terre par simulation de champs aléatoires". Thèse de doctorat spécialité génie civil : Université Blaise Pascal – Clermont II, décembre 1997. 190p.
- [Gálvez et al. 2002] GALVEZ J., ČERVENKA J., CENDON D., et SAOUMA V. A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete. In *Journal of Cement and Concrete Research*. Elsevier 2002, 32. pp 1567-1585.
- [Godart et al. 1995] GODART B. et LE ROUX A. Alkali – réaction dans le béton, Mécanisme, pathologie et prévention. *Article Techniques de l'ingénieur*, C 2 252. 1995.
- [Hartford 2004] HARTFORD D., BAECHER G. 2004. Risk and Uncertainty in Dam Safety. Thomas Telford Publishing, London, UK. 391p.
- [Hasofer et al. 1974] HASOFER A.M., LIND N.C., 1974. Exact and invariant second moment code format. *Journal of Engineering Mechanics Div.*, vol 100, p111-121, 1974.
- [Hoek 2000] HOEK E. Practical Rock Engineering. Rocscience 2000. 313p.
- [IPCC 2001] Climate Change 2001: Synthesis Report. The Third Assessment Report. Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC. 205p. ([www.ipcc.ch](http://www.ipcc.ch))
- [ICOLD 2005] Risk Assessment in Dam Safety Management – A reconnaissance of benefits, methods and current applications. Evaluation du risque dans la gestion de la sécurité du barrage – Examen des bénéfices, des méthodes et des dernières applications. Paris: ICOLD/CIGB, 2005. 276p. Bulletin 130.
- [ICOLD 2003a] World Register of Dams 2003. Registre mondial des barrages 2003. Paris: ICOLD/CIGB, 2003. 340p.



- [ICOLD 2003b] Rolled-Compacted Concrete Dams, State of the art and case histories. Barrages en Béton Compacté au Rouleau, technique actuelle et exemples. Paris: ICOLD/CIGB, 2003. 312p. Bulletin 126.
- [ICOLD 2003c] Dams and floods - Guidelines and case histories. Barrages et crues – Recommandations et exemples. Paris: ICOLD/CIGB, 2003. 222p. Bulletin 125.
- [ICOLD 2001] Computational procedures for dams engineering, reliability and applicability. Procédures de calcul des barrages, fiabilité et applicabilité. Paris : ICOLD/CIGB, 2001. 211p. Bulletin 122.
- [ICOLD 2000] The Gravity Dam, a dam for the future – Review and recommendations. Le barrage-poids, un barrage d’avenir – Synthèse et recommandations. Paris: ICOLD/CIGB, 2000. 127p. Bulletin 117.
- [ICOLD 1999] Lessons from dam incidents. Leçons tirées des accidents de barrage. Paris: ICOLD/CIGB, 1999. CD-Rom (1131p).
- [ICOLD 1998] Dam Break flood analysis – Review and recommendations. Etude d'onde de rupture de barrage - Synthèse et recommandations. Paris: ICOLD/CIGB, 1998. 301p. Bulletin 111.
- [ICOLD 1997] Concrete dams – control and treatment of cracks, review and case histories. Barrages en béton – contrôle et traitement des fissures, synthèse et exemples. Paris: ICOLD/CIGB, 1997. 271p. Bulletin 107.
- [ICOLD 1995] Dam Failures – Statistical Analysis. Ruptures de barrages – Analyse statistique. Paris: ICOLD/CIGB, 1995. 73p. Bulletin 99.
- [ICOLD 1993] Rock foundations for dams. Fondations rocheuses de barrages. Paris: ICOLD/CIGB, 1993. 241p. Bulletin 88.
- [ICOLD 1992] Selection of Design Flood – Current methods. Paris: ICOLD/CIGB, 1992.. 233 p. Bulletin 82.
- [ICOLD 1990] Conventional methods in dam construction, review. Méthodes classiques de construction de barrages, aperçu général. Paris: ICOLD/CIGB, 1990. 405p. Bulletin 76.
- [ICOLD 1987] Dam Safety, Guidelines. Sécurité des barrages, recommandations. Paris : ICOLD/CIGB, 1987. 185p. Bulletin 59.
- [Jefferson 2002] JEFFERSON A. Tripartite Cohesive Crack Model. In Journal of Engineering Mechanics. ASCE, 2002. Vol.128 No. 6. pp 644-653.
- [Kert 2008] KERT C., 2008. Rapport sur l’amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques. Office parlementaire d’évaluation des choix scientifiques et technologiques. Paris, 2008. 163p.
- [Kostov et al. 1998] KOSTOV M., BONCHEVA H., STEFANOV D., VARBANOV G., KANEVA A., KOLEVA N., 1998, “Seismic risk assessment of large concrete gravity dams”. In: 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, 1998.
- [Kovarik 2000] KOVARIK J-B. Qu’est-ce qu’un coefficient de sécurité en génie civil ? In: Revue Française de Génie Civil vol. 4 n°6, p. 607-651, 2000.
- [Lannoy 2004] Introduction à la fiabilité des structures. Article Techniques de l’Ingénieur, SE 2 070. 2004.
- [Le Delliou 2003b] Les barrages : conception et maintenance. ENTPE collection. Presses universitaires de Lyon, 2003.
- [Le Delliou 2003a] L’analyse des risques appliquée aux barrages. Colloque CFBR, CD-Rom (8p.), 2003.
- [Leclerc et al. 2001] LECLERC M., LEGER P., TINAWI R. CADAM User’s manual, version 1.4.3. Ecole Polytechnique de Montréal, 2001. 125p.

- 
- [Lemaire et al. 2005] LEMAIRE M., CHATEAUNEUF A., MITTEAU J-C., 2005. Fiabilité des structures. Couplage mécano-fiabiliste statique. Hermes-Science, Lavoisier, 501p.
- [Lino 2001] LINO, M. Modélisation des barrages-poids. In: Colloque Technique 2001 du CFGB, Aix en Provence, 10-11 mai, CFGB 13p.
- [Linsbauer et al. 1999] LINSBAUER, H. et BHATTACHARJEE, S. Dam safety assessment due to uplift pressure action in a dam-foundation interface crack. Fifth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. June 2-5, 1999, Denver, Colorado USA.
- [Lombardi 1999] LOMBARDI G. "Conceptos de seguridad de presas". Primer congreso Argentino de grandes represas, San Martin de los Andes, 11-15 octubre, 1999.
- [Lombardi 1988] LOMBARDI G. "Analyse fréquentielle des crues – Distributions bornées (The frequency analysis of floods – Bounded distributions)". 16ème Congrès des Grands Barrages, S. Francisco, 1988, Q63-R17, pp.231-258
- [Lotfi et al. 1994] LOTFI H., et SHING B. Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures. In Journal of Structural Engineering. ASCE, 1994. Vol.120 No. 1. pp 63-80.
- [Lupien et al. 2004] LUPIEN R., TREMBLAY S., LIZOTTE M., ROBITAILLE F. et PREZEAU A. Innovations in Roller Compacted Concrete Testing. Congrès annuel 2004 de l'Association Canadienne des Barrages (ACB/CDA), Ottawa, Ontario, Canada, septembre 2004.
- [Madsen et al. 1986] MADSEN H.O., KRENK S., LIND N.C., 1986. Methods of Structural Safety. Prentice-Hall. 1986.
- [Margoum 1992] MARGOUM M. Estimation des crues rares et extrêmes : Le modèle AGREGEE, conception et premières validations. Thèse de doctorat : Ecole des Mines de Paris, juillet 1992. 252p.
- [Matsumoto et al., 1998] MATSUMOTO M., NISHIMURA T., 1998. Mersenne twister: A 623-dimensionally equidistributed uniform pseudorandom number generator. ACM Trans. on Modeling and Computer Simulation, vol 8, n°1, p3-30, 1998.
- [MEDAD 2007] Décret no 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement. Ministère de l'Ecologie, du Développement et de l'Aménagement Durables. Journal Officiel de la République Française, 2007.
- [Melchers 1990] MELCHERS R.E., 1990. Radial importance sampling for structural reliability. Journal of Engineering Mechanics, vol 116 n°1, p189-203., 1990.
- [Méléard 2001] MELEARD S., 2001. Probabilités, Concepts fondamentaux. Techniques de l'ingénieur, AF166, 24p. 2001.
- [McDonald et al. 1999] MCDONALD L.A., WAN C.F., 1999. "Risk Assessment for Hume Dame- Lessons from estimating the chance of failure". ANCOLD Bulletin No. 112. Australian National Committee on Large Dams.
- [McLean et al. 1988] MCLEAN F et PIERCE J. "Comparison of joint shear strengths for conventional and roller compacted concrete". In Roller Compacted Concrete II. New York: ASCE, 1988. pp. 151-169.
- [Mouvet et al. 2000] MOUVET L., DARBRE G., 2000. « Probabilistic Treatment of Uncertainties : Malfunctioning of Discharge Works and Sliding of Concrete Dam under earthquake » Commission Internationale des Grand Barrages, 2000. pp.197-211.
- [Nataf 1962] NATAF A., 1962. Détermination des distributions dont les marges sont données Comptes Rendus Académie des Sciences. vol 225, p42-43, 1962.
-

- [Patton 1966] PATTON, F. D. "Multiple Modes of Shear Failure in Rock". Proc., First Congress of the International Society of Rock Mechanics, vol. 1, pp. 509-513, 1966.
- [Perrin 2008] PERRIN F. Prise en compte des données expérimentales dans les modèles probabilistes pour la prévision de la durée de vie des structures. Thèse de doctorat spécialité génie mécanique : Université Blaise Pascal – Clermont II, 2008, 164p.
- [Peyras et al. 2009] PEYRAS L., CARVAJAL C., ARNAUD P., ROYET P., BOISSIER D., 2009. Modélisation probabiliste de la cote de remplissage d'un barrage. Colloque Société Hydrotechnique de France et Comité Français des Barrages et Réservoirs, Paris, CDRom (8p), 20-21 janvier 2009
- [Peyras et al. 2008] PEYRAS L., ROYET P., DEROO L., ALBERT R., BECUE J-P, AIGOUY S., BOURDAROT E., LOUDIERE D., KOVARIK J. French recommendations for limit-state analytical review of gravity dam stability. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2008 vol.12 No.9-10, pp. 1137-1164.
- [Peyras et al. 2006] PEYRAS L., KOVARIK J-B., ROYET P. Vers l'adaptation aux Eurocodes de la justification des barrages-poids. Revue européenne de génie civil. Vol.10 – n° 1/2006, pp. 83-109.
- [Peyras et al. 2004] PEYRAS L., BOISSIER D., ROYET P. Approches de l'analyse de risques en génie civil. Exemple des barrages. Revue française de génie civil. Volume 8 – n°8/2004, pages 931 – 952.
- [Peyras 2003] PEYRAS L. Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, Développement de méthodes d'aide à l'expertise. Thèse de doctorat spécialité génie civil : Université Blaise Pascal – Clermont II, janvier 2003. 199p.
- [Pincus 2000] PINCUS H. Closed-form/least-squares failure envelopes for rock strength. In Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Elsevier 2000, 37. pp 763-785.
- [Pratt et al. 1991] PRAT P.C., CAROL I., GETTU R., 1991. "Numerical Analysis of mixed-mode fracture of quasibrittle materials using a multicroack constitutive model". Proc., Int. Conf. On Mixed-Mode Fracture and Fatigue, Chapman and Hall, Austria.
- [Puntel et al. 2006] PUNTEL E., BOLZON G. et SAOUMA V. A fracture mechanics based model for joints under cyclic loading. In-print ASCE Journal of Engineering Mechanics, 2006.
- [Rackwitz et al. 1979] RACKWITZ R., FIESSLER B., 1979. Structural reliability under combined random load sequences. Computers and Structures. vol 9, p489-494, 1979.
- [Rahman et al. 1994] RAHMAN A., et ANAND S. Empirical Mohr-Coulomb Failure Criterion for Concrete Block-Mortar Joints. In Journal of Structural Engineering. ASCE, 1994. Vol.120 No. 8. pp 2408-2422.
- [Rogers 2007] ROGERS J.D. Impacts of the 1928 St. Francis Dam Failure on Geology, Civil Engineering and America, 2007 Annual Meeting, Association of Environmental and Engineering Geologists, Los Angeles, California, September 28, 2007.
- [Rolley et al. 1989] ROLLEY R. (dir.). Techniques des barrages en aménagement rural. Gap : Ed. Louis-Jean, 1977 réédition 1989, 326p.
- [Rosenblatt 1952] ROSENBLATT M., 1952. Remarks on a multivariate transformation. The Annals of Mathematical Statistics, vol 23, p470-472, 1952.
- [Royet et al. 2009] ROYET P., PEYRAS L., BECUE J-P., et CARVAJAL C., 2009. Analytical Review of Gravity Dam Stability from nouvel French Limit-State Guidelines to a Probabilistic Assessment of Structural Safety. 23rd International Congress on Large Dams (ICOLD 2009), Brasilia, Brazil, May 2009.
- [Saouma 1999] SAOUMA V. Fracture Mechanics and Safety of Concrete Dams: Summary of Research. University of Colorado-Boulder and Electric Power Research Institute (EPRI). 50p.

- 
- [Shafer 1976] SHAFER G., "A mathematical Theory of evidence", Princeton University Press, 1976.
- [Shen et al. 1990] SHEN H.W., KOCK G.J., OBEYSEKERA J.T.B., 1990. "Physically based flood features and frequencies". Journal of Hydraulic Engineering, 116 (4) 494-514.
- [Solarino 2004] Les différentes approches de l'analyse de risques appliquées aux barrages. Mémoire de Génie Civil, LGC/CUST/CEMAGREF. 2004.
- [Sørensen 2004] SØRENSEN J.D., 2004. Notes in Structural Reliability Theory And Risk Analysis. 230p.
- [Sudret 2007] SUDRET B., 2007. Uncertainty propagation and sensitivity analysis in mechanical models. Contributions to structural reliability and stochastic spectral methods. Rapport HDR, Université Blaise Pascal – Clermont II, octobre 2007. 182p.
- [Sudret et al. 2000] SUDRET B., DER KIUREGHIAN A., 2000. Stochastic finite elements and reliability : a state-of-the-art report. Technical report UCB/SEMM-2000/08, University of California, Berkeley, 173 p.
- [Talon 2007] TALON A. « Durée de vie des produits de construction – Evaluation de la qualité des données ». 25èmes Rencontres AUGC, Bordeaux, CDRom (8p), 23-25 mai 2007.
- [Tekie et al. 2003] Tekie P. B., Ellingwood B. R., "Perspectives on probabilistic risk assessment of concrete gravity dams". In 9th ICASP. San Francisco, California, USA, 2003. pp. 1725-1732.
- [Uribe et al. 2006] URIBE L., HOFER O. « Ralco : a dam constructed under difficult conditions ». 22<sup>ème</sup> Congrès des Grands Barrages, Barcelone, 2006. Q86-R4, pp.47-58.
- [USACE 2007] Dam Risk –Simplified Probabilistic Models-Generation of Fragility Curves for Concrete Gravity Dams. Corps Infrastructure Conference, US Army Corps of Engineers, June 2007.
- [USACE 2000a] Reliability and Stability Assessment of Concrete Gravity Structures (RCSLIDE): User's Guide. Washington : US Army Corps of Engineers, July 2000. 350p. Report ERDC/ITL TR-00-2.
- [USACE 2000b] Rolled-Compacted Concrete. Washington: US Army Corps of Engineers, January 2000. 77p. Report EM 1110-2-2006.
- [USACE 2000c] Evaluation and comparison of stability analysis and uplift criteria for concrete gravity dams by three federal agencies. Washington: US Army Corps of Engineers, 2000. Report ERDC/ITL TR-00-1. 190p.
- [USACE 1998] Reliability and Stability Assessment of Concrete Gravity Structures (RCSLIDE): Theoretical Manual. Washington : US Army Corps of Engineers, December 1998. 81p. Report ITL-98-6.
- [USACE 1995] Gravity Dam Design. Washington: US Army Corps of Engineers, June 1995. 88p. Report EM 1110-2-2200.
- [USACE 1994] Rock Foundations, Engineering and Design. Washington: US Army Corps of Engineers, November 1994. 120p. Report EM 1110-1-2908.
- [USBR 1987] Design of Small Dams. Washington: US Bureau of Reclamation, 1987. Third Edition, 904p.
- [Villemeur 1988] VILLEMEUR A. « Sûreté de Fonctionnement des systèmes industriels – fiabilité – facteurs humains – informatisation ». Paris : Eyrolles, 1988. 798p.
- [Wang et al. 1993] WANG W., JIANG D., et THOMAS C. Shear Strength of Reinforced Concrete Deep Beams. In Journal of Structural Engineering. ASCE, 1993. Vol.119 No. 8. pp 2294-2312.
- [Zhang et al. 1995] ZHANG Y., DER KIUREGHIAN A., 1995. Two improved algorithms for reliability analysis. In : Proc. 6th IFIP WG 7.5 Reliability And Optimization of Structural Systems, 1995.

## Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Classement des barrages en France [MEDAD 2007].	9
Tableau 2-1 : Classification des barrages en BCR [ICOLD 2003b].	19
Tableau 3-1 : Valeurs caractéristiques de résistance, joints de BCR [CFBR 2006].	46
Tableau 3-2 : Valeurs guides moyennes des paramètres de résistance du BCV.	47
Tableau 3-3 : Valeurs caractéristiques de résistance, joints de reprise en BCV [CFBR 2006].	47
Tableau 4-1 : Exemple de transformations isoprobabilistes (variables indépendantes)	62
Tableau 4-2 : Relations semi-empiriques les corrélations de la transformation de Nataf.	66
Tableau 4-3 : Exemple d'illustration de l'algorithme HLFR.	70
Tableau 6-1 : Caractéristiques des variogrammes des mesures au gammadensimètre réalisées sur les parements	93
Tableau 6-2 : Caractéristiques des variogrammes des mesures au gammadensimètre réalisées sur plateforme.	94
Tableau 6-3 : Caractéristiques des variogrammes des masses volumiques mesurées sur les carottes C1 et C2	94
Tableau 6-4 : Caractéristiques des variogrammes des résistances à la compression mesurées sur les carottes C1 et C2.	94
Tableau 8-1 : Coefficients de variation CV moyens obtenus de l'ensemble des couches en BCR.	136
Tableau 8-2 : Caractéristiques des barrages étudiés	137
Tableau 8-3 : Lois de probabilité marginales des propriétés du BCR aux différentes échelles pour le barrage étudié (étude de cas n°1 – cf § 8.1.2).	153
Tableau 8-4 : Lois de probabilité adoptées pour la modélisation des sollicitations agissant sur le barrage étudié	154
Tableau 8-5 : Matrice de corrélation des variables aléatoires considérées	154
Tableau 8-6 : Lois de probabilité des propriétés du BCR aux différentes échelles pour le barrage étudié.	167
Tableau 8-7 : Lois de probabilité adoptées pour la modélisation des sollicitations agissant sur le barrage étudié.	167
Tableau 8-8 : Matrice de corrélation des variables aléatoires considérées	168
Tableau 8-9 : Evaluation de la sécurité structurale par la méthode FORM et des simulations Monte Carlo	168

## Liste des figures

Figure 1-1 : Distribution des grands barrages dans le monde, en France et au Chili, en fonction de leur typologie.....	5
Figure 1-2 : Distribution des grands barrages dans le monde, en France et au Chili, en fonction de leur hauteur.....	6
Figure 1-3 : Evolution de la construction des grands barrages dans le monde, en France et au Chili.....	6
Figure 1-4 : Rupture du barrage de Saint Francis [Rogers 2007].....	8
Figure 2-1 : Les profils des barrages poids.....	11
Figure 2-2 : Zones de compactage difficile pendant la mise en place du BCR.....	24
Figure 3-1 : Actions élémentaires intervenant dans la stabilité statique d'un barrage-poids [Leclerc et al. 2001].....	31
Figure 3-2 : Principe de la méthode du Gradex [CFGB 1994].....	35
Figure 3-3 : Exemple d'un hyétogramme (pluie) et d'un hydrogramme (crue) généré par SHYPRE [Arnaud <i>et al.</i> 1997].....	37
Figure 3-4 : Laminage d'une crue par la retenue d'un barrage.....	38
Figure 3-5 : Exemple de déversoirs à seuil libre, vanné et de pertuis de fond.....	39
Figure 3-6 : Exemple de courbe hauteur-surface et hauteur-volume de la retenue d'un barrage.....	40
Figure 3-7 : Diagrammes de sous-pressions – absence de dispositif de drainage.....	41
Figure 3-8 : Diagrammes de sous-pressions – présence d'un dispositif de drainage.....	42
Figure 3-9 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer $C_{fond}$ et $\varphi_{fond}$ .....	44
Figure 3-10 : Modèle de Patton.....	47
Figure 3-11 : Modèle parabolique.....	48
Figure 3-12 : Modèle hyperbolique à deux paramètres.....	48
Figure 3-13 : Comparaison des modèles hyperboliques à deux et trois paramètres.....	49
Figure 3-14 : Dégradation de la résistance au cisaillement et des paramètres $f_t$ , $c$ et $\tan(\varphi)$ ...	49
Figure 3-15 : Cas « standard » d'un barrage poids en béton construit sur un niveau de fondation subhorizontal.....	52
Figure 4-1 : Exemple de densité conjointe et de surface d'état-limite.....	59
Figure 4-2 : Transformation de l'espace physique vers l'espace normé.....	60
Figure 4-3 : Exemple d'approximation FORM et SORM de la surface d'état-limite.....	69
Figure 4-4 : Construction d'une variable aléatoire par inversion de la distribution de probabilité.....	78
Figure 4-5 : Exemple de simulations de Monte Carlo classique (espace normé et physique).....	79
Figure 4-6 : Exemple de tirages d'importance (espace normé et espace physique).....	80
Figure 4-7 : Exemple de tirages conditionnés (espace normé et espace physique).....	81
Figure 5-1 : Logigramme de la démarche générale de thèse.....	85

Figure 6-1 : Exemple de corrélation entre la résistance à la compression et la masse volumique mesurée sur carottes. ....	89
Figure 6-2 : Dispersion de la résistance à la compression estimée des mesures au gammadensimètre. ....	89
Figure 6-3 : Moyennes et écarts type des résistances à la compression estimées à partir des densités. ....	90
Figure 6-4 : Exemple de variogrammes [Baillargeon 2005]. ....	91
Figure 6-5 : Exemples de modèles de variogrammes théoriques. ....	92
Figure 6-6 : Variogrammes expérimental « Couche x-y-z » et théorique pour les mesures au gammadensimètre. ....	93
Figure 6-7 : Différentes échelles de variabilité. ....	96
Figure 6-8 : Démarche générale proposée pour la modélisation des propriétés des matériaux. ....	98
Figure 6-9 : Grandeurs de dispersion des mesures de densité. ....	100
Figure 6-10 : Densité du BCR à l'échelle locale et d'une couche. ....	101
Figure 6-11 : Exemple de densité de probabilité triangulaire. ....	104
Figure 6-12 : Exemple de pondération de la qualité et représentativité des sources utilisées. ....	105
Figure 6-13 : Schéma de la méthode d'unification des informations. ....	105
Figure 6-14 : Modèle parabolique pour la courbe intrinsèque du BCR en masse et aux reprises de bétonnage. ....	107
Figure 6-15 : Schéma de variabilité de la résistance au cisaillement en fonction de la variabilité de $f_t$ et $f_c$ . ....	108
Figure 6-16 : (a) Construction par plots. (b) Exemple de distribution des plots pour un barrage de grandes dimensions. ....	109
Figure 7-1 : Distribution de probabilité d'occurrence des hydrogrammes. ....	115
Figure 7-2 : Principes du tirage aléatoire parmi plusieurs hydrogrammes de crue. ....	116
Figure 7-3 : Principes de génération aléatoire des hydrogrammes de crue à partir d'un hydrogramme de projet. ....	117
Figure 7-4 : Principe de la méthode SHYPRE. ....	120
Figure 7-5 : Exemple d'analyse statistique des cotes de remplissage mesurées. ....	122
Figure 7-6 : Exemple d'ajustement de fonctions logarithmiques sur l'inverse des fonctions de répartition empiriques des cotes de remplissage. ....	123
Figure 7-7 : Démarche de simulation des cotes maximum en crue de retenue. ....	124
Figure 8-1 : Vue et coupe type du barrage. ....	127
Figure 8-2 : Mesures du poids volumique disponibles. ....	128
Figure 8-3 : Modélisation du poids volumique à l'échelle locale. ....	129
Figure 8-4 : Modélisation des poids volumiques moyens à l'échelle de la couche. ....	129
Figure 8-5 : Modélisation du poids volumique à l'échelle globale. ....	130
Figure 8-6 : Dispersion du poids volumique en fonction de l'échelle spatiale – Exemple de la couche n°31. ....	130
Figure 8-7 : Modélisation du poids volumique aux différentes échelles spatiales. ....	131
Figure 8-8 : Données de $f_c$ disponibles. ....	131
Figure 8-9 : Ajustement d'une loi normale pour $f_c$ . ....	132
Figure 8-10 : Lissage des mesures de résistance à la compression $f_c$ . ....	132
Figure 8-11 : Variabilité de la résistance à la compression aux échelles locale et de la couche. ....	133

Figure 8-12 : Modélisation probabiliste du ratio $f_{t\_bcr\_reprise} / f_c$ par unification de données recueillies dans la littérature. ....	134
Figure 8-13 : Variabilité de la résistance à la traction de $f_{t\_reprise}$ BCR à l'échelle locale et à l'échelle de la couche. ....	134
Figure 8-14 : Variabilité du paramètre de résistance au cisaillement $C$ à l'échelle de la couche sur le barrage étudié. ....	135
Figure 8-15 : Variabilité du paramètre de résistance au cisaillement $\tan(\phi)$ à l'échelle de la couche sur le barrage étudié. ....	136
Figure 8-16 : Distribution des cotes de remplissage en hiver et en été (barrage 1). ....	139
Figure 8-17 : Fonctions analytiques ajustant l'inverse des fonctions de répartition empirique du niveau de remplissage de la retenue (barrage 1). ....	140
Figure 8-18 : Courbe du volume d'eau dans la retenue du barrage 1 (gauche) et courbe du débit déversant par l'évacuateur du barrage 1 (droite). ....	140
Figure 8-19 : Distributions des cotes maximales de la retenue en période de crue pour le barrage 1. ....	141
Figure 8-20 : Distribution des débits de crue et hydrogrammes reconstitués. ....	142
Figure 8-21 : Probabilités attribuées aux hydrogrammes en fonction de leur période de retour. ....	142
Figure 8-22 : Fonction de répartition empirique obtenue pour le barrage 1. ....	143
Figure 8-23 : Résultats des simulations pour le barrage 1. ....	143
Figure 8-24 : Inverse des fonctions de répartition empirique et ajustement analytique de la cote de remplissage – Barrage 2. ....	144
Figure 8-25 : Distributions de la cote de la retenue en période de crue pour le barrage 2. ....	145
Figure 8-26 : Distribution des débits de crue et hydrogrammes reconstitués. ....	146
Figure 8-27 : Résultats des simulations pour le barrage 2. ....	146
Figure 8-28 : Exemples d'hyétogramme et d'hydrogramme du barrage 3. ....	147
Figure 8-29 : Inverse des fonctions de répartition empirique et ajustement analytique de la cote de remplissage pour le barrage 3. ....	147
Figure 8-30 : Distributions du niveau de la retenue en période de crue pour le barrage 3. ....	148
Figure 8-31 : Distribution des débits de crue et hydrogrammes reconstitués. ....	149
Figure 8-32 : Résultats des simulations pour le barrage 3. ....	149
Figure 8-33 : synthèse des résultats des analyses avec la méthode basée sur des simulations stochastiques de crues (SHYPRE). ....	150
Figure 8-34 : synthèse des résultats obtenus avec la méthode basée sur les hydrogrammes de projet. ....	151
Figure 8-35 : Sensibilité de la probabilité de cisaillement aux variables aléatoires. ....	155
Figure 8-36 : Indice de fiabilité $\beta$ obtenu pour chaque couche en BCR. ....	156
Figure 8-37 : Sensibilités obtenues pour chaque couche. ....	157
Figure 8-38 : Histogramme empilé des valeurs de sensibilité par couche. ....	157
Figure 8-39 : Vue et coupe transversale du barrage étudié. ....	159
Figure 8-40 : Mesures du poids volumique réalisées lors du contrôle du compactage. ....	161
Figure 8-41 : Analyse statistique des mesures du poids volumique à différentes échelles spatiales. ....	161
Figure 8-42 : Histogramme de $f_c$ issu du barrage étudié. ....	162
Figure 8-43 : Variabilité de la résistance à la compression aux échelles locale et de la couche. ....	162
Figure 8-44 : Modélisation probabiliste du ratio $f_{t\_bcr\_reprise} / f_c$ par unification de données recueillies dans la littérature. ....	163
Figure 8-45 : Variabilité de la résistance à la traction de $f_{t\_reprise}$ BCR à l'échelle locale. ....	163
Figure 8-46 : Variabilité de la cohésion $C$ à l'échelle de la couche pour le barrage étudié. ....	164



---

Figure 8-47 : Variabilité du frottement, $\tan \varphi$ , à l'échelle de la couche pour le barrage étudié.	164
Figure 8-48 : Distribution des débits de crue et l'hydrogramme de projet du barrage étudié.	165
Figure 8-49 : Chroniques de remplissage de la retenue.	165
Figure 8-50 : Hydrogrammes reconstitués pour différentes périodes de retour.	165
Figure 8-51 : Distribution statistique et fonction inverse de la fonction de répartition empirique de la cote de remplissage.	166
Figure 8-52 : Distribution des cotes maximales de la retenue en crue.	166

Figure C - 1 : Feuille 1 (Chr_Hi), saisie des chroniques de remplissage
Figure C - 2 : (a) Feuille 2 (Cuvette) ; (b) Feuille 3 (Evacuateurs)
Figure C - 3 : Feuille 4 (Hydrogrammes)
Figure C - 4 : Feuille 5 (Gumbel)
Figure C - 5 : Feuille 6 (Laminage)
Figure C - 6 : Feuille 7 (Agréger)
Figure C - 7 : Données géométriques du barrage et état-limite à analyser
Figure C - 8 : Lois de probabilité des variables aléatoires d'entrée
Figure C - 9 : Lancement des calculs et résultats de l'analyse de fiabilité FORM

---

## Liste des annexes

*Annexe A : Notations*

*Annexe B : Espace de probabilité, variable aléatoire et vecteur aléatoire*

*Annexe C : Modules informatiques développés*



---

# Annexes

---



## Annexe A :

## Notations

### Abréviations

---

BCR :	Béton Compacté au Rouleau
BCV :	Béton Conventionnel Vibré
CFBR :	Comité Français des Barrages et des Réservoirs
CFGB :	Comité Français des Grands Barrages, actuel CFBR
FORM :	First Order Reliability Method
ICOLD :	International Commission on Large Dams
PHE :	Plus Hautes Eaux
PMF :	Probable Maximum Flood
PMP :	Probable Maximum Précipitation
RN :	Retenue Normale
SHYPRE :	Simulated HYdrographs for flood PRobability Estimation
SORM :	Second Order Reliability Method

### Variables physiques

---

$C$ :	cohésion
$f_c$ :	résistance à la compression
$f_t$ :	résistance à la traction
$\varphi$ :	angle de frottement interne
$\gamma$ :	poids volumique
$\lambda$ :	coefficient de rabattement du dispositif de drainage
$Q$ :	débit
$Q_p$ :	débit de pointe de la crue entrant dans la retenue d'un barrage
$Q_s$ :	débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue
$\sigma_N$ :	contrainte normale
$\sigma'_N$ :	contrainte normale effective
$T$ :	période de retour
$\tau$ :	contrainte de cisaillement

## Variables, fonctions et opérateurs

---

$\alpha_i$ :	cosinus directeurs du gradient de $H$ au point $p^*$
$\beta$ :	indice de fiabilité
$CV$ :	coefficient de variation
$E[.]$ :	espérance
$f_X(x)$ :	densité de probabilité de la variable aléatoire $X$
$f_{\{X\}}(\{X\})$ :	densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire $\{X\}$
$F_X(x)$ :	fonction de répartition de la variable aléatoire $X$
$\nabla$ :	gradient
$G(.)$ :	fonction de performance définie dans l'espace physique
$H(.)$ :	fonction de performance définie dans l'espace normé
$[L]$ :	matrice triangulaire inférieure de la décomposition de Cholesky de $[\rho]$
$p^*$ :	point du domaine de défaillance le plus vraisemblable ou point de conception
$P(.)$ :	probabilité
$P_f$ :	probabilité de défaillance
$\phi(.)$ :	densité de probabilité d'une variable aléatoire gaussienne centrée et réduite
$\Phi(.)$ :	fonction de répartition d'une variable aléatoire gaussienne centrée et réduite
$\phi_n(.)$ :	densité de probabilité conjointe d'un vecteur aléatoire gaussien, centré et réduit à composantes indépendantes
$\Phi_n(.)$ :	fonction de répartition d'un vecteur aléatoire gaussien, centré et réduit à composantes indépendantes
$\mu$ :	moyenne
$\rho$ :	coefficient de corrélation
$\sigma$ :	écart-type
$T(.)$ :	transformation isoprobabiliste
$u^*$ :	coordonnées du point $p^*$ dans l'espace normé
$U$ :	variable aléatoire gaussienne centrée et normée
$U_i$ :	variables aléatoires gaussiennes, centrées, normées et indépendantes
$\{U\}$ :	vecteur aléatoire gaussien, centré et normé à composantes indépendantes
$\{\hat{U}\}$ :	vecteur de variables gaussiennes centrées, réduites et corrélées par $[\rho]$
$Var$ :	variance
$X$ :	variable aléatoire
$\{X\}$ :	vecteur aléatoire

## Annexe B :

### Espace de probabilité, variable aléatoire et vecteur aléatoire

Cette annexe présente les définitions de base permettant de placer le contexte probabiliste d'une analyse de fiabilité. Ces définitions sont issues de [Méléard 2001] et [Perrin 2008].

#### Espace de probabilité

La théorie des probabilités s'intéresse à une **expérience aléatoire** ( $E$ ), c'est-à-dire à une expérience dont l'issue est incertaine, mais qui appartient à un certain ensemble (univers).

L'**univers** ( $\Omega$ ) est l'espace de toutes les issues ( $w$ ) ou résultats possibles de l'expérience  $E$ .

Un **événement aléatoire** (associé à l'expérience  $E$ ) est un sous-ensemble de  $\Omega$  dont on peut dire au vu de l'expérience s'il est réalisé ou non. Un événement est donc une partie de  $\Omega$ .

Une **tribu** ( $\mathcal{T}$ ) est l'ensemble de tous les événements possibles associés à  $\Omega$ , stable par intersection et réunion dénombrable, stable par passage au complément et qui contient  $\Omega$  ainsi que l'ensemble vide  $\emptyset$ .

La **probabilité** ( $P$ ) est une application qui, à un événement aléatoire  $B$  quelconque lié à l'expérience aléatoire  $E$ , associe un nombre réel (noté  $P(B)$ ), de telle manière que  $P$  satisfasse les axiomes de Kolmogorov :

- La probabilité d'un événement est représentée par un nombre réel compris entre 0 et 1.
- La probabilité d'obtenir un quelconque résultat de l'univers est égale à 1.
- La probabilité d'un événement qui est la réunion (dénombrable) disjointe d'événements est égale à la somme des probabilités de ces événements.

D'une manière plus théorique, une probabilité peut être définie comme une mesure sur une tribu  $\mathcal{T}$  de sous-ensembles d'un univers  $\Omega$  (ces sous-ensembles étant les événements), telle que la mesure de l'univers soit égale à 1.

Un **espace de probabilité** est un triplet composé d'un univers, d'une tribu de parties de l'univers et d'une mesure de probabilité  $(\Omega, \mathcal{T}, P)$ .

#### Variable aléatoire

Soit  $(\Omega, \mathcal{T}, P)$  un espace de probabilité. On appelle **variable aléatoire** réelle toute application  $X$  de  $\Omega$  dans  $\mathbb{R}$  telle que pour tout intervalle  $I$  de  $\mathbb{R}$  l'ensemble  $\{w \in \Omega \mid X(w) \in I\}$  est un événement.  $X$  est discrète si l'ensemble de ses valeurs noté  $X(\Omega)$  est fini ou dénombrable.

Dans nos applications, nous nous intéressons aux variables aléatoires continues.



La **loi de la variable aléatoire**  $X$ , notée  $p_X$ , est la mesure de probabilité de la variable aléatoire  $X$ . Si  $X$  est une variable aléatoire continue, la loi de  $X$  est donnée par la connaissance de :

$$P(a \leq X \leq b) \quad \forall \quad a < b \in \mathbb{R} \quad (\text{B.1})$$

La **fonction de répartition** d'une variable aléatoire  $X$  est l'application  $F_X$  de  $\mathbb{R}$  dans  $[0,1]$  définie par :

$$F_X(x) = P(X \leq x), \quad \forall \quad x \in \mathbb{R} \quad (\text{B.2})$$

La **densité de probabilité** d'une variable aléatoire  $X$  est la fonction  $f_X(x)$  telle que :

$$P(a \leq X \leq b) = F_X(b) - F_X(a) = \int_a^b f_X(x) dx \quad (\text{B.3})$$

La fonction de densité  $f_X(x)$  est une fonction positive d'intégrale égale à 1 sur  $\mathbb{R}$  et peut s'écrire :

$$f_X(x) = dF_X(x) / dx \quad (\text{B.4})$$

L'**espérance**  $E[.]$  (ou moyenne  $\mu_X$  ou moment centré d'ordre 1) d'une variable aléatoire continue est définie par :

$$\mu_X \equiv E[.] = \int_{\mathbb{R}} x f_X(x) dx \quad (\text{B.5})$$

La **variance** (ou moment d'ordre 2) est définie par :

$$Var[X] = E[(X - \mu_X)^2] \quad (\text{B.6})$$

L'**écart-type** et le **coefficient de variation** sont respectivement définis par :

$$\sigma_X = \sqrt{Var[X]} \quad (\text{B.7})$$

$$CV_X = \sigma_X / \mu_X \quad (\text{B.8})$$

La **covariance** de deux variables aléatoires  $X$  et  $Y$  est définie par :

$$Cov[X, Y] = E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)] \quad (\text{B.9})$$

Le **coefficient de corrélation**  $\rho_{X,Y}$  est défini par :

$$\rho_{X,Y} = Cov[X, Y] / (\sigma_X \sigma_Y) \quad (\text{B.10})$$

---

## Modèles usuels de variables aléatoires

Ils sont déjà présentés dans la plupart d'ouvrages traitant sur les probabilités. Ce paragraphe vise à rappeler quelques modèles usuels de variables aléatoires continues (notations, fonctions de densité, fonctions de répartition, paramètres).

### ***Loi uniforme***

La loi uniforme correspond à ce que l'on appelle généralement les « nombres au hasard » tirés sur un intervalle  $[a, b]$ . La variable  $X$  est uniforme sur  $[a, b]$  si sa loi est de densité :

$$f_X(x) = \frac{1}{b-a} \cdot x \quad , \quad \forall x \in [a, b] \quad (\text{B.11})$$

L'espérance et la variance est donnée par les expressions suivantes :

$$E[X] = \frac{b+a}{2} \quad ; \quad \text{Var}[X] = \frac{(b-a)^2}{12} \quad (\text{B.12})$$

### ***Loi normale ou gaussienne***

La loi normale ou gaussienne ou encore nommée loi de Laplace-Gauss possède des nombreuses applications : théorème de la limite centrale, loi des erreurs, moyenne arithmétique des variables aléatoires. On appelle loi normale ou loi de Gauss de moyenne  $\mu$  et d'écart type  $\sigma$  la loi d'une variable aléatoire de densité :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \frac{(x-\mu)^2}{\sigma^2}\right) \quad , \quad \forall x \in \mathbb{R} \quad (\text{B.13})$$

Dans ce mémoire, la notation  $U \equiv N(0, 1)$  correspond à une variable aléatoire gaussienne centrée et réduite (de moyenne nulle d'écart type unitaire), de densité de probabilité :

$$\phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) \quad (\text{B.14})$$

et de fonction de répartition :

$$\Phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (\text{B.15})$$

### ***Loi log-normale***

La loi log-normale est la loi des phénomènes dont les effets sont multiplicatifs (le logarithme des effets sont additifs). Si  $X$  est une variable aléatoire log-normale, alors la variable  $\ln(X)$  est gaussienne de moyenne  $\lambda$  et d'écart type  $\xi$  définis selon les expressions suivantes :

$$\lambda = \ln\left(\frac{\mu}{\sqrt{1+(\mu/\sigma)^2}}\right) \quad ; \quad \xi = \sqrt{\ln(1+(\mu/\sigma)^2)} \quad (\text{B.16})$$

Si  $X$  est une variable aléatoire log-normale, sa densité de probabilité est :

$$f_X(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right)^2\right\} \quad ; \quad x > 0 ; \sigma > 0 \quad (\text{B.17})$$

L'espérance et la variance est donnée par :

$$E[X] = \exp\left(\mu + \frac{1}{2}\sigma^2\right) \quad ; \quad Var[X] = (\exp\sigma^2 - 1) \cdot \exp(2\mu + \sigma^2) \quad (B.18)$$

### ***Loi exponentielle***

La densité de probabilité d'une variable aléatoire  $X$  suivant une loi exponentielle s'écrit :

$$f_X(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (B.19)$$

L'espérance et la variance est donnée par :

$$E[X] = \frac{1}{\lambda} \quad ; \quad Var[X] = \frac{1}{\lambda^2} \quad (B.20)$$

### ***Loi de Weibull***

La loi de Weibull est une généralisation de la loi exponentielle. La densité de probabilité de la loi de Weibull à trois paramètres s'écrit :

$$f_X(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha-1} \exp\left(-\left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^\alpha\right) \quad (B.21)$$

L'espérance et la variance est donnée par :

$$E[X] = \gamma + \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad ; \quad Var[X] = \beta^2 \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \left[ \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right]^2 \right\} \quad (B.22)$$

### ***Loi de Gumbel***

La loi de Gumbel est aussi appelée la « loi des valeurs extrêmes ». Elle est utilisée pour modéliser des phénomènes tels que les crues maximales annuelles, ou la magnitude du plus grand tremblement de terre enregistré sur une année. Si  $X$  est une variable aléatoire suivant la loi de Gumbel, sa densité de probabilité est :

$$f_X(x) = \frac{1}{a} \exp\left(-\frac{x-b}{a} - \exp\left(-\frac{x-b}{a}\right)\right) \quad (B.23)$$

L'espérance et la variance est donnée par :

$$E[X] = b + a \cdot 0,5772156649 \quad ; \quad Var[X] = \frac{(a\pi)^2}{6} \quad (B.24)$$

## Vecteur aléatoire

Un **vecteur aléatoire**  $\{X\}$ , de dimension  $n$ , est un vecteur dont chacune des composantes  $X_i$  est une variable aléatoire.

La fonction de **densité conjointe** de probabilité du vecteur  $\{X\}$  est notée par  $f_{\{X\}}(\{X\})$ . Elle vérifie la propriété suivante :

$$\int_{R^n} f_{\{X\}}(\{X\}) dx_1 \dots dx_n = 1 \quad (\text{B.25})$$

La fonction de **densité de probabilité marginale** d'une composante  $X_k$  est obtenue à partir de l'équation précédente en intégrant sur toutes les variables sauf  $X_k$ .

$$f_{X_k}(x_k) = \int_{R^{n-1}} f_{\{X\}}(\{x\}) \prod_{i \neq k} dx_i \quad (\text{B.26})$$

Lorsque deux composantes sont statistiquement indépendantes, leur fonction de densité conjointe est le produit des fonctions de densités de chacune :

$$f_{X_i, X_j}(x_i, x_j) = f_{X_i}(x_i) \cdot f_{X_j}(x_j) \quad (\text{B.27})$$

La **matrice de covariance** est une matrice carrée symétrique  $[C]$  de taille  $n$  dont les composantes sont données par :

$$[C_{k,l}] = \text{Cov}[X_k, X_l] \quad (\text{B.28})$$

La **matrice de corrélation** est la matrice des coefficients  $\rho_{X_i, X_j}$ .

$$[R_{k,l}] = \rho_{X_i, X_j} \quad (\text{B.29})$$

Dans tout ce mémoire, un vecteur aléatoire gaussien, centré et réduit à composantes indépendantes est noté  $\{U\} \equiv N(0, I_n)$  où  $I_n$  est la matrice d'identité de taille  $n$ . Sa densité de probabilité conjointe est définie par :

$$\phi_n(u_1, \dots, u_n) = (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \exp\left[-\frac{1}{2}(u_1^2 + \dots + u_n^2)\right] \quad (\text{B.30})$$

et sa fonction de répartition par :

$$\Phi_n(u_1, \dots, u_n) = (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \int_{-\infty}^{u_1} \dots \int_{-\infty}^{u_n} \exp\left[-\frac{1}{2}(t_1^2 + \dots + t_n^2)\right] dt_1 \dots dt_n \quad (\text{B.31})$$



## Annexe C :

### Modules informatiques développés

Cette annexe présente deux modules opérationnels développés au cours de notre travail de thèse : un module d'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique et un module d'évaluation probabiliste des état-limites. Ces modules, développés sous tableur Excel, visent à réaliser des analyses rapides pour des cas simples.

#### **Module d'évaluation probabiliste de l'action hydrostatique**

Ce module permet de modéliser l'action hydrostatique en fonction des hydrogrammes de crue déterminés par une étude hydrologique traditionnelle, avec prise en compte de la variabilité du niveau de la retenue. Il s'agit d'un classeur Excel avec 7 feuilles de calculs dont les 4 premières permettent la saisie des données d'entrée et les 3 dernières réalisent les calculs proprement dits :

- Feuille 1 (Chr\_Hi) : saisie des chroniques de remplissage de la retenue d'un barrage et calcul des moyennes mensuelles ;
- Feuille 2 (Cuvette) : saisie de la géométrie de la cuvette (volume de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau) ;
- Feuille 3 (Evacuateur) : saisie de la capacité des évacuateurs de crues (débits évacués en fonction de la cote du plan d'eau) ;
- Feuilles 4 (Hydrogrammes) : saisie du nombre d'hydrogrammes disponibles, des débits de crue en fonction du temps et de la période de retour associée à chaque hydrogramme ;
- Feuille 5 (Gumbel) : lancement des calculs pour l'attribution des probabilités d'occurrence des hydrogrammes selon la discrétisation de l'espace de Gumbel ;
- Feuille 6 (Laminage) : lancement des calculs hydrauliques pour la détermination des niveaux de la retenue en période de crue ;
- Feuille 7 (Agréger) : lancement des calculs des probabilités d'occurrence, des probabilités de non-dépassement et de périodes de retour associées aux niveaux maximum de la retenue en période de crue.

La configuration de ces feuilles est présentée dans les paragraphes suivants.

#### ***Feuille 1 (Chr\_Hi) : saisie des chroniques de remplissage***

Cette feuille est destinée à la saisie des chroniques de remplissage de la retenue d'un barrage afin de calculer les moyennes mensuelles du niveau du plan d'eau, tâche en pratique laborieuse du fait de la longueur importante des chroniques de remplissage pour un barrage en service depuis plusieurs années et de la non-régularité des mesures. La figure C-1 présente cette première feuille de calcul.

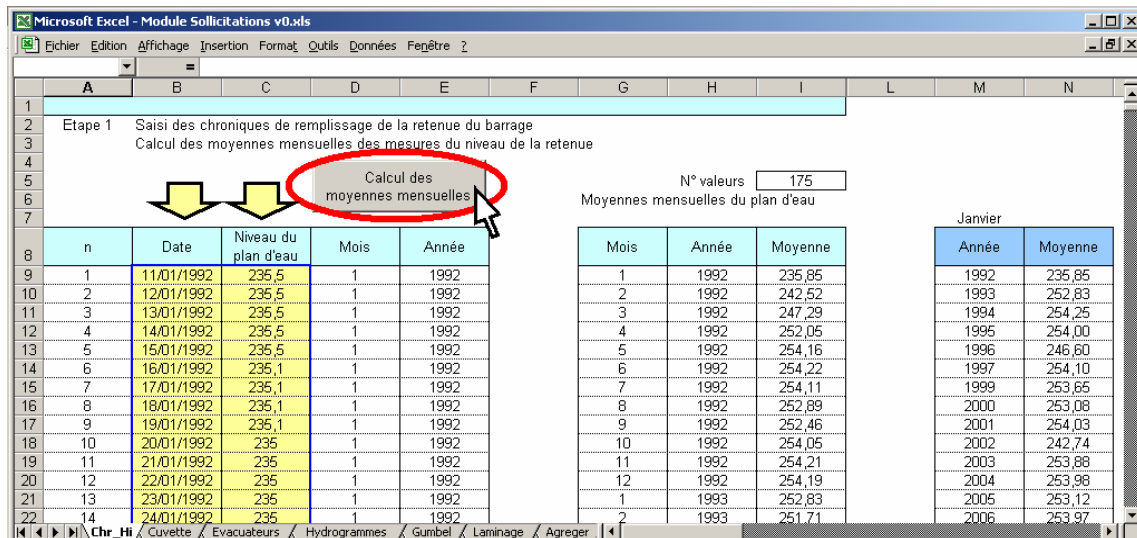


Figure C - 1 : Feuille 1 (Chr\_Hi), saisie des chroniques de remplissage

Dans cette première feuille, on saisit tout d'abord le remplissage des cellules correspondant à la date et au niveau du plan d'eau issus des chroniques de remplissage (colonnes B et C). Ensuite, le bouton « calcul des moyennes mensuelles » permet de : i) séparer le mois et l'année de la date de chaque mesure du plan d'eau (colonnes D, E), ii) réaliser le calcul des moyennes mensuelles (colonnes G, H, I) et iii) regrouper les moyennes mensuelles pour chaque mois (dans le cas d'une analyse par saison).

Le nombre de mesures à analyser est limité à 10 000, ce qui correspond à 27 années de mesures journalières.

### Feuilles 2 et 3 (Cuvette et Evacuateurs) : saisie de la géométrie de la cuvette et de la capacité des évacuateurs

La feuille 2 (Cuvette) permet de saisir le volume d'eau stockée dans la cuvette en fonction de la cote du plan d'eau. La feuille 3 (Evacuateurs) permet de saisir la loi hauteur-débit des évacuateurs de crues, c'est-à-dire les débits évacués en fonction de la cote du plan d'eau.

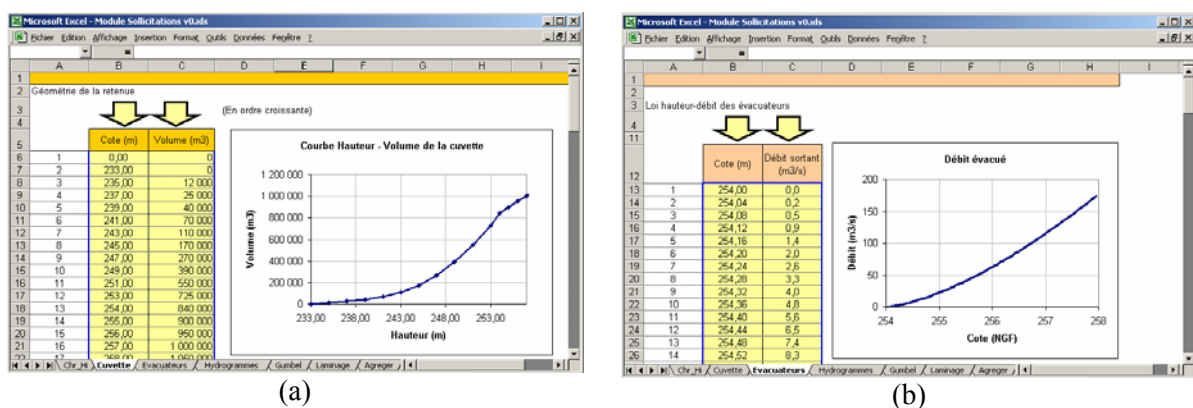


Figure C - 2 : (a) Feuille 2 (Cuvette) ; (b) Feuille 3 (Evacuateurs)

### Feuille 4 (Hydrogrammes)

La feuille 4 permet de saisir les caractéristiques des hydrogrammes de crue déterminés par les études hydrologiques traditionnelles. Cette feuille permet de considérer jusqu'à 5 hydrogrammes. Les hydrogrammes sont caractérisés par la période de retour, la durée de la crue, la durée des pas de temps utilisés dans les calculs et les débits de crue évalués pour chaque pas de temps.

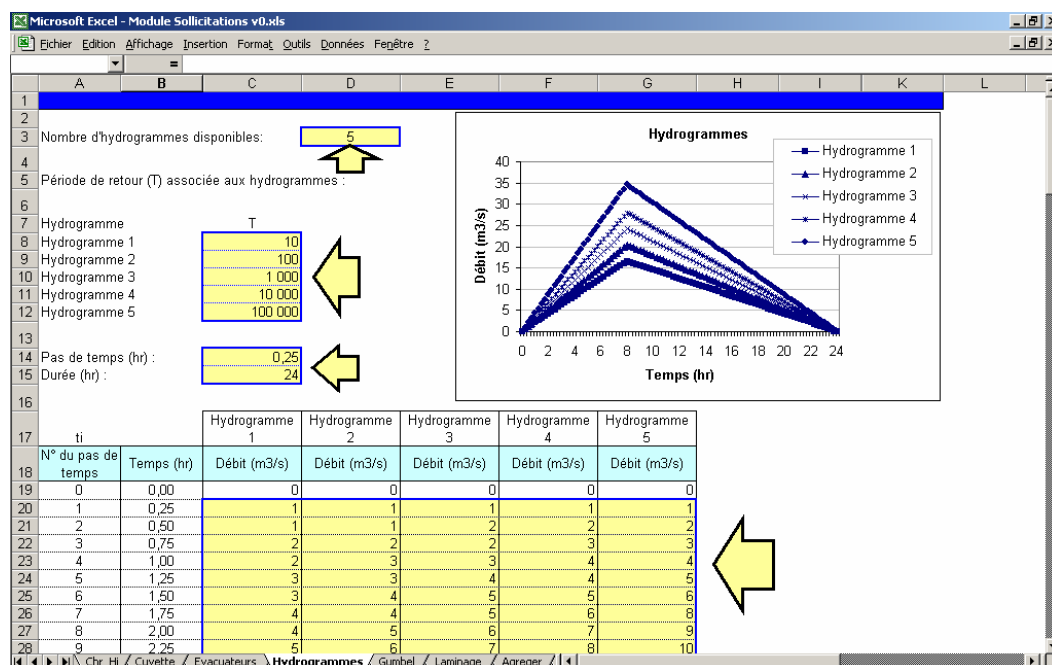


Figure C - 3 : Feuille 4 (Hydrogrammes)

### Feuille 5 (Gumbel)

Cette feuille ne comporte aucune saisie de données. Elle permet l'attribution d'une probabilité d'occurrence aux hydrogrammes considérés à partir de la discrétisation de l'espace de probabilité de Gumbel. Le bouton « attribution de probabilité » permet de lancer ces calculs. La figure suivante présente la configuration de cette feuille.

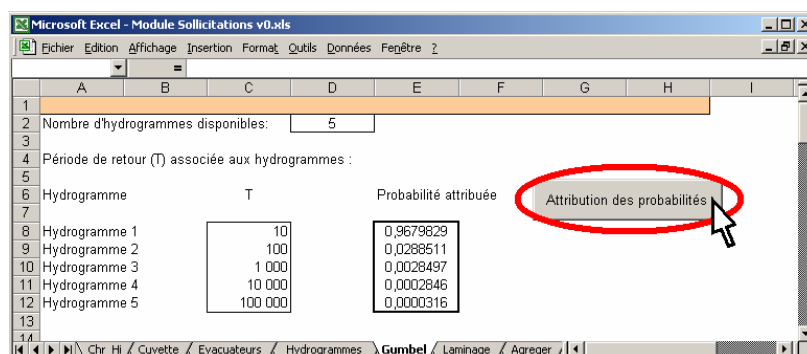


Figure C - 4 : Feuille 5 (Gumbel)



## Feuille 6 (Laminage)

Aucune saisie de données n'est requise pour cette feuille. Elle permet de réaliser les calculs des cotes maximum en crue à partir d'une cote initiale du plan d'eau, d'un hydrogramme de crue, de la géométrie de la retenue et de la capacité des évacuateurs de crues. Le bouton « Calcul des hauteurs maximales en crue possibles » permet de lancer ces calculs.

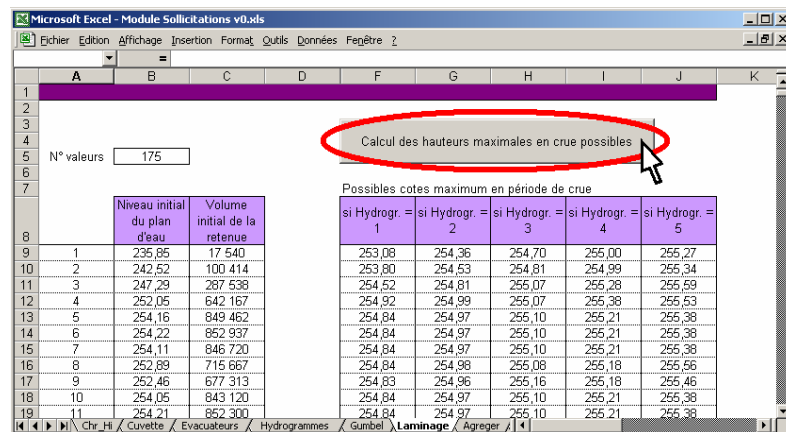


Figure C - 5 : Feuille 6 (Laminage)

## Feuille 7 (Agréger)

Cette dernière feuille permet de réaliser les opérations suivantes :

- ordonner les cotes maximales obtenues en période de crue ;
- attribuer une probabilité d'occurrence à chacune de ces cotes maximales en crue ;
- construire une fonction de répartition de probabilité pour le niveau du plan d'eau maximum en période de crue.

Le bouton « agréger les probabilités » lance les calculs.

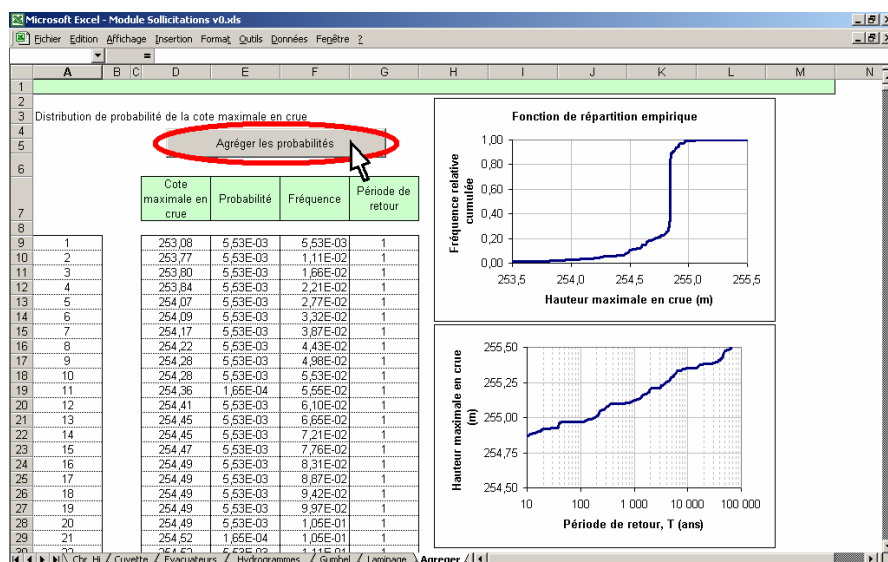


Figure C - 6 : Feuille 7 (Agréger)

Cette feuille permet également d'afficher le graphique de distribution de probabilité empirique et le graphique des cotes maximales en crue en fonction de la période de retour.

## Module d'évaluation probabiliste des états-limites

Ce module permet de réaliser une analyse de fiabilité FORM pour l'évaluation probabiliste des états-limites d'un barrage-poids. Il s'agit d'un tableur Excel organisé de la façon suivante :

- Feuille 1 (Données) : saisie des données géométriques du barrage et des variables aléatoires d'entrée (propriétés des matériaux et des actions) ;
- Feuille 2 (Déterministe) : analyse déterministe classique pour l'évaluation des états-limites (cette feuille n'intervient pas dans l'analyse de fiabilité) ;
- Feuille 3 (Analyses et résultats) : lancement d'une analyse de fiabilité et affichage des résultats obtenus ;
- Feuilles 4, 5 et 6 (TI, EL et FORM) : réalisation de la transformation isoprobabiliste (TI), évaluation de l'état-limite considéré (EL) et exécution de l'algorithme de recherche du point de conception (FORM).

Ces feuilles sont présentées dans les paragraphes suivants.

### Feuille 1 (Données)

Cette feuille permet la saisie des données d'entrée pour la réalisation de l'analyse de fiabilité FORM. Les données géométriques du barrage et l'état-limite à analyser sont spécifiées par l'utilisateur dans la partie supérieure de cette feuille (Figure C-7).

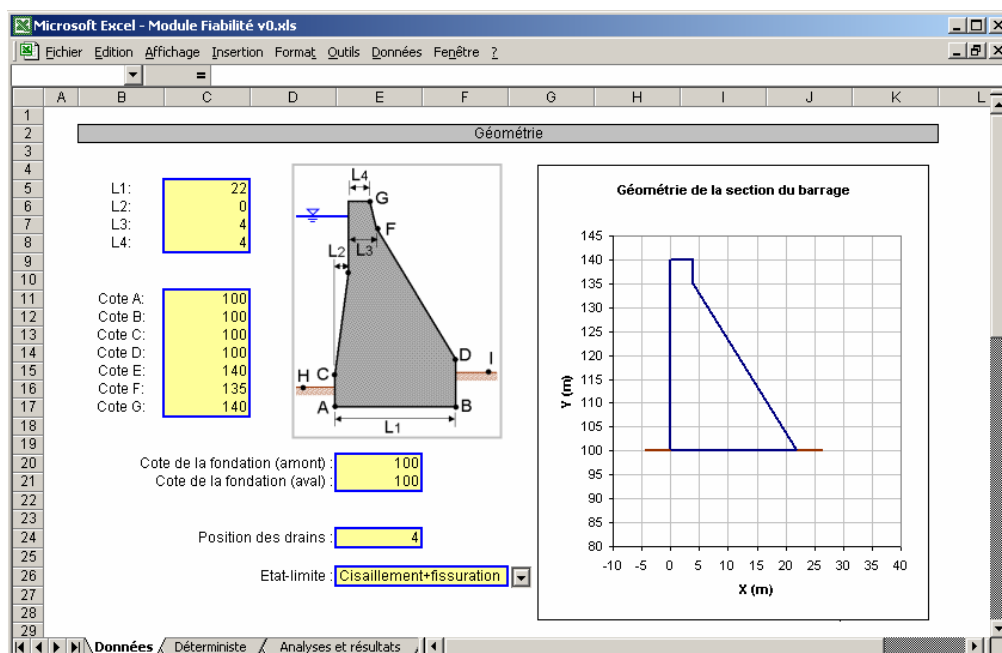


Figure C - 7 : Données géométriques du barrage et état-limite à analyser

En particulier, la saisie des données géométriques est inspirée de celle présentée dans le logiciel CADAM, développé par l'Ecole Polytechnique de Montréal pour l'analyse de la stabilité mécanique des barrages-poids [Leclerc et al. 2001].

Les lois de probabilité des variables aléatoires d'entrée sont spécifiées par l'utilisateur dans la partie inférieure de cette feuille (Figure C-8). La première version de notre module permet de modéliser les variables aléatoires suivantes : le poids volumique, la résistance à la traction, la

cohésion, la tangente de l'angle de frottement interne, le niveau du plan d'eau amont et l'efficacité du dispositif de drainage. Ces variables sont caractérisées par leur loi de probabilité marginale et par la matrice de corrélation.

**Variables aléatoires**

Variable	Type de loi de probabilité	Espérance	Ecart type
Poids volumique, <b>G<sub>bcr</sub></b>	Normale	2345 kg/m <sup>3</sup>	110
Résistance à la traction, <b>f<sub>t</sub></b>	Log-normale	0,25 MPa	0,20
Cohésion, <b>c</b>	Log-normale	0,50 MPa	0,35
Frottement, <b>tan(phi)</b>	Normale	1,00	0,10
Niveau du plan d'eau amont, <b>He</b>	Gumbel	132,50	1,11
Efficacité du drainage, <b>Lambda</b>	normale	0,33	0,15

Point 1 : h1 : 138 m  
T(h1) : 1 000 ans

Point 2 : h2 : 140 m  
T(h2) : 10 000 ans

h = hauteur d'eau ; T = période de retour

**Matrice de corrélation**

	G <sub>bcr</sub>	f <sub>t</sub>	c	tan(phi)	He	Lambda
G <sub>bcr</sub>	1	0,2	0,2	0,2	0	0
f <sub>t</sub>	0,2	1	0,5	-0,3	0	0
c	0,2	0,5	1	-0,2	0	0
tan(phi)	0,2	-0,3	-0,2	1	0	0
He	0	0	0	0	1	0,2
Lambda	0	0	0	0	0,2	1

Figure C - 8 : Loïs de probabilité des variables aléatoires d'entrée

### Feuille 2 (Déterministe)

Cette feuille permet de réaliser une analyse déterministe classique pour l'évaluation des états-limites d'un barrage-poids. Elle n'intervient pas dans l'analyse de fiabilité, mais permet de comparer les résultats fiabilistes aux calculs classiques de l'ingénierie.

### Feuille 3 (Analyses et résultats)

Cette feuille permet d'effectuer le lancement d'une analyse de fiabilité et d'afficher les résultats obtenus. Le bouton « Nouvelle analyse » permet d'effacer le contenu de la feuille afin de pouvoir réaliser une nouvelle analyse, et le bouton « Lancement d'une itération » permet d'effectuer une itération de l'analyse de fiabilité FORM (Figure C-9).

Les résultats affichés correspondent à l'indice de fiabilité FORM (Bêta), la probabilité de défaillance (Pf), l'évaluation de la fonction de performance (H), les coordonnées du point de conception dans l'espace physique et dans l'espace normé, et les cosinus directeurs (alpha) du point de conception à partir desquels on évalue les sensibilités.

Les deux graphiques inférieurs permettent de constater la stabilisation de l'évolution des variables « u » de l'espace normé et la convergence de la fonction de performance vers la condition d'état-limite. En cas de non convergence, une nouvelle analyse pourrait être réalisée avec une diminution manuelle de l'incrément du pas de l'itération (affiché dans la partie supérieure de cette feuille de calcul).

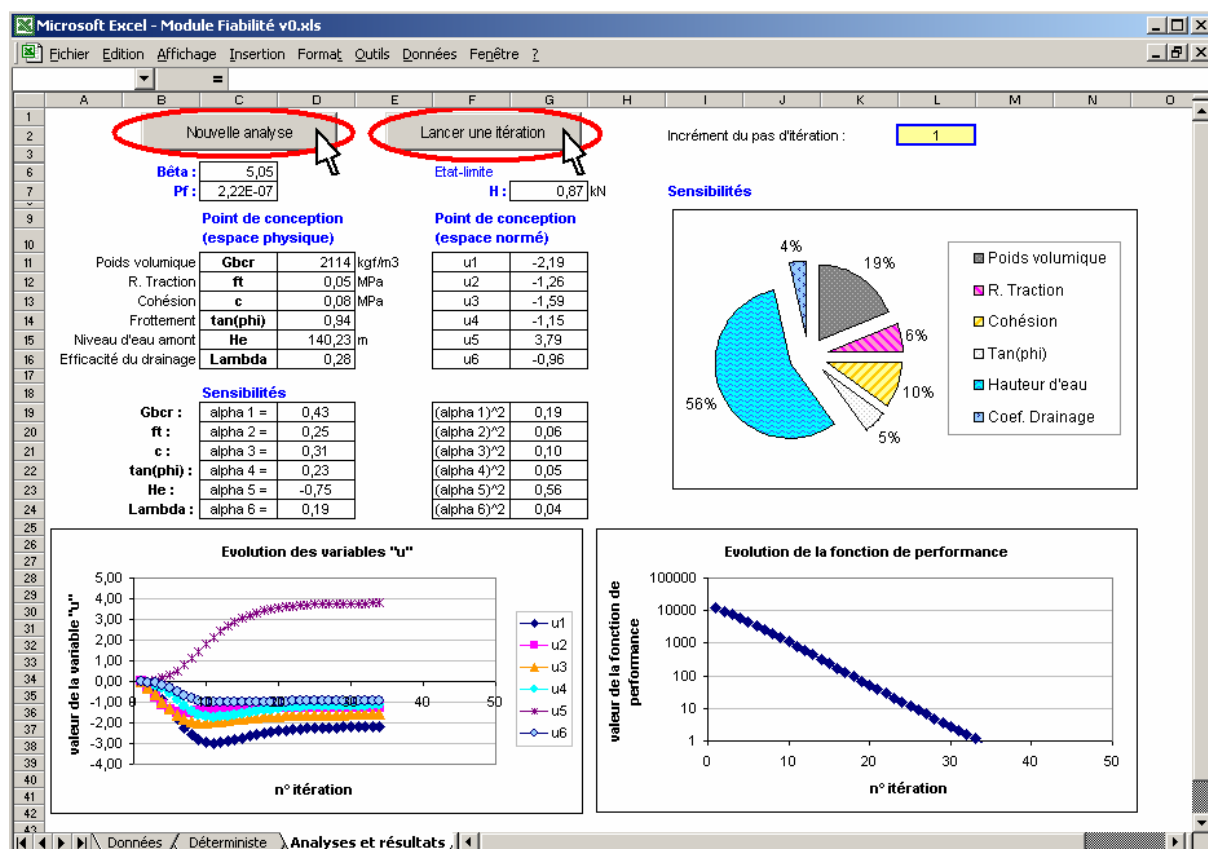


Figure C - 9 : Lancement des calculs et résultats de l'analyse de fiabilité FORM

### Feuilles 4, 5 et 6 (TI, EL et FORM)

Dans les feuilles 4, 5 et 6 sont réalisés les calculs concernant la transformation isoprobabiliste (TI), l'évaluation de l'état-limite considéré (EL) et l'algorithme de recherche du point de conception (FORM). L'utilisateur n'intervient pas dans ces feuilles.

Ces modules peuvent être utilisés en ingénierie opérationnelle mais aussi en pédagogie pour la formation des ingénieurs.





---

## Evaluation probabiliste de la sécurité structurale des barrages-poids

### Résumé :

Les barrages sont des ouvrages de génie civil induisant des risques technologiques importants. La réglementation en France relative à la sûreté des ouvrages hydrauliques a récemment évolué (décret du 11 décembre 2007) et prévoit dorénavant pour les grands ouvrages la réalisation d'études de dangers dans lesquelles les démarches probabilistes d'évaluation de la sécurité prennent une place importante.

Les méthodes de fiabilité des structures ont fait l'objet d'un développement important au cours de ces dernières années. Il est important de noter que la richesse de ces méthodes est fortement conditionnée par la pertinence de la représentation probabiliste des données d'entrée, correspondant aux propriétés des matériaux et aux actions.

L'objectif de la thèse est d'aborder l'évaluation de la sécurité structurale d'un barrage par une approche d'analyse de fiabilité. Notre travail est focalisé sur la catégorie des barrages-poids et propose des méthodes probabilistes pour la modélisation des propriétés des matériaux et des actions.

Pour la modélisation probabiliste des propriétés des matériaux, notre travail se focalise sur le corps des barrages-poids en béton, en s'appuyant sur l'ensemble de l'information disponible. Les méthodes développées mettent en œuvre : l'analyse des dispersions des propriétés des matériaux aux différentes échelles spatiales, une démarche de fusion des informations disponibles et l'utilisation des relations physiques entre les résistances du béton des barrages.

Concernant la modélisation probabiliste des sollicitations, nous focalisons notre recherche sur les actions hydrauliques, qui constituent les principales actions agissant sur les barrages. Les méthodes développées présentent deux principaux aspects innovants par rapport à une démarche d'ingénierie classique : la prise en compte de divers scénarios de crues et la prise en compte de la variabilité de la cote de la retenue avant l'occurrence d'un événement hydrologique.

La modélisation probabiliste de l'état-limite de résistance à l'effort tranchant, couplé avec l'ouverture de fissures est basée sur des méthodes classiques d'analyse de fiabilité, telles que les méthodes d'approximation FORM/SORM et les méthodes de simulation de Monte Carlo.

L'application des méthodes développées est réalisée sur plusieurs cas de barrages en service. En terme de valorisation, nous proposons des recommandations et des outils opérationnels permettant la mise en œuvre des méthodes développées.

### Mots clés :

*Barrage-poids, sécurité structurale, fiabilité, probabilité, propriété des matériaux, résistance, sollicitation*

---

## Probabilistic assessment of structural safety of gravity dams

### Abstract:

Dams are hydraulic structures of civil engineering inducing important technological risks. The regulation in France relating to the safety of the hydraulic structures is recently evolved (decree of December 11, 2007) and henceforth envisages for the large dams the realization of studies of dangers in which the probabilistic methods of evaluation of structural safety take an important place.

Structural reliability methods have acquired a significant development during these last years. However, the richness of these methods is strongly conditioned by the relevance of the probabilistic assessment of the input data, corresponding to the properties of materials and the actions.

The aim of the thesis is to develop methods for the evaluation of the structural safety of a dam by an approach of reliability analysis. Our work is focused on the category of the gravity dams and proposes probabilistic methods for modeling of the properties of materials and the actions.

For the probabilistic modeling of the properties of materials, our work is focused on the body of the concrete gravity dams, while being based on the whole of information available. The developed methods include: an analysis of dispersions of the properties of materials on various spatial scales, a method of fusion of information available and the use of the physical relations between strengths of concrete for dams.

Concerning the probabilistic modeling of the actions, we focus our research on the hydraulic actions, which constitutes the principal loads acting on the dams. The developed methods present two principal aspects innovating compared to a traditional method: the taking into account of various scenarios of flood and the taking into account of the variability of the reservoir waterlevel before the occurrence of a hydrological event.

The probabilistic modeling of shearing coupled with cracking limit-state is based on traditional methods of reliability analysis, such as the approximation methods FORM/SORM and the Monte Carlo simulation methods.

The application of the developed methods is carried out on several cases of existing dams. In terms of valorization, we propose recommendations and operational tools allowing the implementation of the developed methods.

### Keywords:

*Gravity-dams, structural safety, reliability, probability, properties of materials, strengths, hydraulic actions*